

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SETOR DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM MÉTODOS NUMÉRICOS EM
ENGENHARIA

LILIANE DO ROCIO MARCONCIN

UMA ABORDAGEM NUMÉRICO-EXPERIMENTAL PARA ANÁLISE DE DANO EM
LAJES DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO

CURITIBA
2015

LILIANE DO ROCIO MARCONCIN

UMA ABORDAGEM NUMÉRICO-EXPERIMENTAL PARA ANÁLISE DE DANO EM
LAJES DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO

Tese apresentada ao Programa de Pós Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Doutor em Ciências, Área de Concentração: Mecânica Computacional.

Orientador: D. Eng. Roberto Dalledone Machado
Coorientador: D. Sc. Luiz Alkimin de Lacerda

CURITIBA

2015

Marconcin, Liliâne do Rocio

Uma abordagem numérico-experimental para análise de dano em lajes de barragens de enrocamento com face de concreto / Liliâne do Rocio Marconcin. – Curitiba, 2015.

188 f. : il.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia

Orientador: Roberto Dalledone Machado

Coorientador: Luiz Alkimin de Lacerda

Bibliografia: p. 176-188

1. Barragens de concreto. 2. Modelos matemáticos. 3. Método dos elementos finitos. I. Machado, Roberto Dalledone. II. Lacerda, Luiz Alkimin. III. Título.

CDD 624.171



Ministério da Educação
Universidade Federal do Paraná
Setor de Tecnologia / Setor de Ciências Exatas
Departamento de Construção Civil / Departamento de Matemática/ Departamento
de Engenharia de Produção.
Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia –
PPGMNE/UFPR.



TERMO DE APROVAÇÃO

LILIANE DO ROCIO MARCONCIN

UMA ABORDAGEM NUMÉRICO-EXPERIMENTAL PARA ANÁLISE DE DANO EM LAJES DE
BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO

Tese aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de doutor no Programa
de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, da Universidade Federal
do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Prof. Dr. Roberto Dalledone Machado
Orientador – Membro do PPGMNE/UFPR

Prof. Dr. Marcos Arndt
Membro do PPGMNE/UFPR

Prof. Dr. Rogério Carrazedo
Membro da Escola de Engenharia de São Carlos - USP

Prof. Dr. Luiz Antonio Farani de Souza
Membro da UTFPR - Apucarana/PR

Prof.ª Dr.ª Renata Sá Brito Stramandinoli
Membro da UTFPR - Curitiba/PR

Curitiba, 25 de setembro de 2015.

Nós geralmente descobrimos o que fazer percebendo aquilo que não devemos fazer. E provavelmente aquele que nunca cometeu um erro nunca fez uma descoberta.

Samuel Smiles

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelas oportunidades cotidianas e pelo dom da vida.

A minha querida família pelo apoio em todos os momentos de minha vida.

Ao Mateus e família pelo incentivo.

Aos meus orientadores Dr. Roberto Machado Dalledone e Dr. Luiz Alkimin de Lacerda, por todo o ensinamento transmitido e orientação no desenvolvimento deste trabalho.

Ao Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia da Universidade Federal do Paraná pela oportunidade e contribuição à formação científica e pessoal.

Ao LACTEC, pelo incentivo financeiro no início do curso e a disponibilização de de seus laboratórios e equipe de trabalho.

A CAPES, pelo apoio financeiro.

A Universidade de Innsbruck, pela oportunidade de intercâmbio, intermediada pela pessoa do Dr. Markus Aufleger.

A todos os professores pelo embasamento teórico.

Dia a dia nos deparamos com muitas pessoas em situações diversas. Algumas dessas pessoas acabam se destacando seja pela convivência, pelos dias de estudo, pelos momentos de descontração, pelas palavras de incentivo ou simplesmente por segurarem nossas mãos nas ocasiões em que mais precisamos. A todas vocês, especialmente a Amanda Jarek, obrigada por tudo.

RESUMO

As barragens de enrocamento com face de concreto (BEFC) são constituídas por um corpo principal, composto por blocos de rochas justapostos em camadas compactadas e por uma laje de vedação na face de montante. Principalmente na fase de enchimento do reservatório, as deformações induzidas devido aos esforços de pressão hidrostática provocam movimentos diferenciais no enrocamento, que podem contribuir para a formação de trincas e abertura das juntas das lajes de concreto, produzindo novas configurações de tensões e estabilidade. Nesse contexto, este trabalho analisa o dano em estruturas de concreto armado apoiadas em base elástica e aplica o modelo em laje de concreto da face de barragem de enrocamento. A metodologia aplicada envolve os conceitos da Mecânica do Dano Contínuo e leva em consideração o comportamento não-linear do concreto, utilizando programação matemática em linguagem *Fortran*. A solução do problema é determinada através do Método dos Elementos Finitos (MEF). Também se analisa neste trabalho a viabilidade da implementação de um sistema de monitoramento de infiltração, através de ensaios experimentais a partir de leituras de diferentes temperaturas medidas em cabos óticos instalados em uma estrutura. Os testes experimentais foram realizados no LAME (LACTEC – UFPR) e na Universidade de Innsbruck – Áustria. Os resultados experimentais foram confrontados com os numéricos mostrando um estudo da relação entre dano e permeabilidade do concreto. Após a validação de um sistema de monitoramento de infiltração por fibras óticas, sugere-se sua instalação em áreas de maior danificação da estrutura, onde há maior concentração de fissuras.

Palavras-Chave: Barragens de Enrocamento com Face de Concreto (BEFC). Monitoramento de Estruturas. Modelagem Numérica. Método dos Elementos Finitos (MEF). Mecânica do Dano Contínuo (MDC). Ensaios Experimentais.

ABSTRACT

Concrete Face Rockfill Dams (CFRD) are constituted by a rock mass compacted in layers, which is the main body of the structure and a concrete slab on the upstream face, which function is to stanch the massive. Although the contribution of the slab in terms of resistance to contain the reservoir is small, it is subject to displacements and the formation of cracks due to the efforts of hydrostatic pressure, especially when filling the reservoir, causing differential movement in the riprap, producing new configurations of tension and stability. In this context, this work analyzes the damage in reinforced concrete structures supported by elastic base, and apply the model in concrete slab of rockfill dam. The methodology involves the concepts of Continuum Damage Mechanics and takes into account the nonlinear behavior of concrete, using mathematical programming in *Fortran* language. The solution of the problem is based on the Finite Element Method (FEM). The feasibility of implementing an infiltration monitoring system is also analyzed by means of experimental tests, from reading the measured temperatures in different optical cables installed on a structure. Experimental tests were performed on LAME (LACTEC – UFPR) and the University of Innsbruck - Austria. The experimental results were compared with the numerical results showing a study of the relationship between damage and permeability of concrete. After validation of an infiltration monitoring system by optical fibers, it is suggested installation in areas of greatest damage to the structure, where there is greater concentration of cracks.

Key words: Concrete Face Rockfill Dam (CFRD). Structural Monitoring. Numerical Modeling. Finite Element Method (FEM). Continuum Damage Mechanics (CDM). Experimental Tests.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – BARRAGEM DE SHUIBUYA – CHINA	17
FIGURA 2 – DEFORMAÇÕES DE UMA BEFC	18
FIGURA 3 – BARRAGEM DE BARRA GRANDE	18
FIGURA 4 – BARRAGEM DE CAMPOS NOVOS	19
FIGURA 5 – BEFC	26
FIGURA 6 – ZONEAMENTO TÍPICO DE UMA BEFC	26
FIGURA 7 – FASES DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DE CAMPOS NOVOS	27
FIGURA 8 – SEÇÃO INSTRUMENTADA DE UMA BEFC	31
FIGURA 9 – FIBRAS ÓTICAS EM ESCALA REAL	33
FIGURA 10 – FIBRA ÓTICA	33
FIGURA 11 – REFLEXÃO TOTAL	34
FIGURA 12 – ESPECTRO DE LUZ RETROESPELHADA	38
FIGURA 13 – SISTEMA DE MONITORAMENTO DE UMA BARRAGEM	40
FIGURA 14 – OBSERVAÇÃO DA LAJE E JUNTAS	40
FIGURA 15 – POSICIONAMENTO DO CABO NO PLINTO	40
FIGURA 16 – CABO HÍBRIDO	42
FIGURA 17 – CURVA DE AQUECIMENTO	42
FIGURA 18 – ELEMENTO BIDIMENSIONAL SUJEITO A UM FLUXO	57
FIGURA 19 – REDE DE FLUXO	59
FIGURA 20 – DEPENDÊNCIA DE K COM A LARGURA DA FISSURAÇÃO E TEMPERATURA.	63
FIGURA 21 – PERMEABILIDADE <i>VERSUS</i> TENSÃO NA ARMADURA E MÁXIMA ABERTURA DA FISSURA	70
FIGURA 22 – ENFOQUE DAS MECÂNICAS: FRATURA E DANO	74
FIGURA 23 – FISSURAÇÃO INICIAL DO CONCRETO	75
FIGURA 24 – MODOS BÁSICOS DE SOLICITAÇÃO DE UMA FISSURA	76
FIGURA 25 – ELEMENTO DE VOLUME REPRESENTATIVO COM DANO	77
FIGURA 26 – ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES: NOMINAL E EFETIVA	79
FIGURA 27 – DEFORMAÇÃO EQUIVALENTE	81
FIGURA 28 – TENSÃO EQUIVALENTE	82
FIGURA 29 – ESPAÇO DAS DEFORMAÇÕES PRINCIPAIS	88
FIGURA 30 – CURVAS CONSTITUTIVAS DO MODELO DE MAZARS	91
FIGURA 31 – CÉLULA DE PRESSÃO	99

FIGURA 32 – INTERIOR DA CÉLULA DE PRESSÃO	100
FIGURA 33 – SAÍDA DE ÁGUA.....	101
FIGURA 34 – CAMADA DE BRITA.....	102
FIGURA 35 – CAMADA DE AREIA E CABO	102
FIGURA 36 – MANTA IMPERMEÁVEL	103
FIGURA 37 – CONSTRUÇÃO DA FISSURA (ABERTURA)	103
FIGURA 38 – PESOS PARA MANTER A ABERTURA	104
FIGURA 39 – POSICIONAMENTO DOS MATERIAIS.....	105
FIGURA 40 – SISTEMA DE REFERÊNCIA DOS CABOS	105
FIGURA 41 – SISTEMA DE REFERÊNCIA NA ÁGUA	106
FIGURA 42 – EQUIPAMENTO <i>DTS</i>	106
FIGURA 43 – EQUIPAMENTO <i>EA-PS 9300-75</i>	107
FIGURA 44 – ESQUEMA DO ENSAIO	108
FIGURA 45 – TEMPERATURA <i>VERSUS</i> TEMPO – ABERTURA 2 mm.....	110
FIGURA 46 – TEMPERATURA <i>VERSUS</i> TEMPO – ABERTURA 5 mm.....	111
FIGURA 47 – TEMPERATURA <i>VERSUS</i> TEMPO – ABERTURA 10 mm.....	111
FIGURA 48 – TEMPERATURA <i>VERSUS</i> TEMPO – ABERTURA 15 mm.....	112
FIGURA 49 – TEMPERATURA <i>VERSUS</i> TEMPO – ABERTURA 20 mm.....	112
FIGURA 50 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA <i>VERSUS</i> COMPRIMENTO DO CABO 1	114
FIGURA 51 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA <i>VERSUS</i> COMPRIMENTO DO CABO 2	114
FIGURA 52 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA <i>VERSUS</i> COMPRIMENTO DO CABO 3	115
FIGURA 53 – VIGA ENSAIADA À FLEXÃO.....	116
FIGURA 54 – DIMENSÕES DA VIGA ENSAIADA À FLEXÃO.....	116
FIGURA 55 – LOCALIZAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA	117
FIGURA 56 – CORPOS DE PROVA.....	117
FIGURA 57 – IMPERMEABILIZAÇÃO LATERAL	118
FIGURA 58 – CAMPÂNULA (BUJÃO).....	118
FIGURA 59 – VEDAÇÃO COM PICHE	119
FIGURA 60 – ESQUEMA DO APARELHO DE PERMEABILIDADE	119
FIGURA 61 – ENSAIO DE PERMEABILIDADE	120
FIGURA 62 – EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	120
FIGURA 63 – CORPOS DE PROVA CAPEADOS COM PASTA DE ENXOFRE	121
FIGURA 64 – ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE	121
FIGURA 65 – MÓDULO DE ELASTICIDADE <i>VERSUS</i> COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE.....	122

FIGURA 66 – DANO <i>VERSUS</i> COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	123
FIGURA 67 – MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA UM CONTÍNUO ARBITRÁRIO	126
FIGURA 68 – TRANSFORMAÇÃO DE COORDENADAS REAL (x, y) E NATURAL (ξ , η)....	131
FIGURA 69 – PONTOS INTERNOS DE GAUSS	132
FIGURA 70 – PROCESSO ITERATIVO DE NEWTON-RAPHSON	135
FIGURA 71 – ALGORITMO DE RESOLUÇÃO	137
FIGURA 72 – CRITÉRIO DE RUPTURA DE <i>VON MISES</i>	138
FIGURA 73 – VIGAS DISCRETIZADAS	140
FIGURA 74 – RESULTADOS DO CONJUNTO DE PARÂMETROS DE DANO 1	141
FIGURA 75 – RESULTADOS DO CONJUNTO DE PARÂMETROS DE DANO 2	142
FIGURA 76 – RESULTADOS DO CONJUNTO DE PARÂMETROS DE DANO 3	142
FIGURA 77 – RESULTADOS DO CONJUNTO DE PARÂMETROS DE DANO 4	143
FIGURA 78 – VIGA COM DANO – RESULTADO NUMÉRICO <i>VERSUS</i> EXPERIMENTAL .	143
FIGURA 79 – VIGA COM DANO – PERMEABILIDADE	144
FIGURA 80 – MODELO DE WINKLER.....	145
FIGURA 81 – VIGA SOBRE MOLAS ELÁSTICAS.....	146
FIGURA 82 – VIGA 10 M SOBRE MOLAS ELÁSTICAS.....	147
FIGURA 83 – VIGA 10 M – DESLOCAMENTOS COMPARATIVOS.....	148
FIGURA 84 – VIGA 120 M SOBRE BASE ELÁSTICA	149
FIGURA 85 – VIGA 120 M – DESLOCAMENTOS LINEARES.....	150
FIGURA 86 – VIGA 120 M – DESLOCAMENTOS NÃO LINEARES	150
FIGURA 87 – LAJE DA BARRAGEM DE BARRA GRANDE.....	151
FIGURA 88 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 1.....	153
FIGURA 89 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 2.....	153
FIGURA 90 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 3.....	153
FIGURA 91 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 4.....	154
FIGURA 92 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 5.....	154
FIGURA 93 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 6.....	154
FIGURA 94 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 7.....	154

FIGURA 95 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 8.....	155
FIGURA 96 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 9.....	155
FIGURA 97 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 10.....	155
FIGURA 98 – LAJES MODELADAS	156
FIGURA 99 – LAJES DISCRETIZADAS	157
FIGURA 100 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME LINEAR (ELÁSTICO).....	157
FIGURA 101 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 1	158
FIGURA 102 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 2	158
FIGURA 103 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 3	159
FIGURA 104 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 4	159
FIGURA 105 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 5	160
FIGURA 106 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 6	160
FIGURA 107 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 7	161
FIGURA 108 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 8	161
FIGURA 109 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 9	162
FIGURA 110 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 10	162
FIGURA 111 – LAJES – DANO ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 2	164
FIGURA 112 – LAJES – DANO ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 4	164
FIGURA 113 – LAJES – DANO ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 6	164
FIGURA 114 – LAJES – DANO ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 8	165
FIGURA 115 – LAJES – DANO ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 10	165
FIGURA 116 – LAJES – DANO ENTRE 40 M E 80 M – PASSO 4	166
FIGURA 117 – LAJES – DANO ENTRE 40 M E 80 M – PASSO 6	166
FIGURA 118 – LAJES – DANO ENTRE 40 M E 80 M – PASSO 8	166
FIGURA 119 – LAJES – DANO ENTRE 40 M E 80 M – PASSO 10	167
FIGURA 120 – LAJES – DANO ENTRE 80 M E 120 M – PASSO 8	167
FIGURA 121 – LAJES – DANO ENTRE 80 M E 120 M – PASSO 10	168
FIGURA 122 – LAJES – PERMEABILIDADE ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 10.....	168
FIGURA 123 – LAJES – PERMEABILIDADE ENTRE 40 M E 80 M – PASSO 10.....	169
FIGURA 124 – LAJES – PERMEABILIDADE ENTRE 80 M E 120 M – PASSO 10.....	169

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – INSTRUMENTOS UTILIZADOS NO MONITORAMENTO DE UMA BEFC	32
QUADRO 2 – RESUMO DOS SENSORES DE FIBRAS ÓTICAS.....	39
QUADRO 3 – LIMITES DOS PARÂMETROS	89
QUADRO 4 – VAZÃO	109
QUADRO 5 – ABERTURA DA FISSURA <i>VERSUS</i> VELOCIDADE DE PERCOLAÇÃO	110
QUADRO 6 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA <i>VERSUS</i> COMPRIMENTO DO CABO 1....	113
QUADRO 7 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA <i>VERSUS</i> COMPRIMENTO DO CABO 2....	113
QUADRO 8 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA <i>VERSUS</i> COMPRIMENTO DO CABO 3....	114
QUADRO 9 – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DA VIGA	116
QUADRO 10 – PERMEABILIDADE E MÓDULO DE ELASTICIDADE	122
QUADRO 11 – PARÂMETROS DE MAZARS.....	141
QUADRO 12 – COEFICIENTES DE MOLA E CARGAS DA VIGA.....	147
QUADRO 13 – PARÂMETROS DE DANO PARA A VIGA APOIADA EM BASE ELÁSTICA...	148
QUADRO 14 – PROPRIEDADES DO MATERIAIS DA LAJE	152
QUADRO 15 – PARÂMETROS DE DANO PARA A LAJE	156

LISTA DE SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
BEFC	- Barragem de Enrocamento com Face de Concreto
CCR	- Concreto Compactado por Rolo
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos
EF	- Elementos Finitos
EPD	- Estado Plano de Deformações
EPT	- Estado Plano de Tensões
LACTEC	- Institutos Lactec - Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento
LAME	- Laboratório de Materiais e Estruturas
MDC	- Mecânica do Dano Contínuo
MEF	- Método dos Elementos Finitos
NBR	- Norma Brasileira
PPGMNE	- Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia
UFPR	- Universidade Federal do Paraná
UIBK	- Universidade de Innsbruck
USP	- Universidade de São Paulo
UTFPR	- Universidade Tecnológica Federal do Paraná

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	16
1.2	OBJETIVOS	20
1.3	METODOLOGIA.....	21
1.4	ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	22
2	BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO	23
2.1	GENERALIDADES.....	23
2.2	TRABALHOS PUBLICADOS SOBRE BEFC	27
2.3	COMENTÁRIOS SOBRE O CAPÍTULO DE BEFC	29
3	MONITORAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO DE ESTRUTURAS.....	30
3.1	CONCEITUALIZAÇÃO	30
3.1.1	Monitoramento	30
3.1.2	Instrumentação.....	31
3.1.3	Fibras óticas	32
3.1.4	Sensores.....	35
3.2	MONITORAMENTO DE TEMPERATURAS	39
3.2.1	Método do Gradiente ou Passivo	41
3.2.2	Método do Aquecimento ou Ativo	41
3.3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS.....	43
3.4	COMENTÁRIOS SOBRE O CAPÍTULO DE INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS	53
4	CONCRETO	55
4.1	PROCESSOS DE TRANSPORTE.....	55
4.2	FLUXO EM MEIOS POROSOS.....	56
4.3	TRABALHOS PUBLICADOS SOBRE PERMEABILIDADE DO CONCRETO.....	59
4.4	COMENTÁRIOS SOBRE PERMEABILIDADE DO CONCRETO.....	72
5	MECÂNICA DO DANO CONTÍNUO	73
5.1	CONCEITOS	73
5.2	DANO.....	76
5.2.1	Análise unidimensional	78

5.2.2	Análise multiaxial.....	83
5.3	MODELO CONSTITUTIVO DE MAZARS.....	86
5.4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE MECÂNICA DO DANO	91
5.5	COMENTÁRIOS SOBRE O CAPÍTULO DE MECÂNICA DO DANO CONTÍNUO...	98
6	ENSAIOS LABORATORIAIS.....	99
6.1	PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS – TESTE DE DETECÇÃO DE INFILTRAÇÃO EM MEIO PERMEÁVEL ATRAVÉS DE SISTEMA DE FIBRAS ÓTICAS.....	99
6.1.1	Resultados dos testes de infiltração	109
6.2	SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS – TESTE DE PERMEABILIDADE EM CORPOS DE PROVA DE CONCRETO DANIFICADOS.....	115
6.2.1	Resultados dos ensaios de permeabilidade e módulo de elasticidade do concreto danificado	121
6.3	COMENTÁRIOS SOBRE O CAPÍTULO DE ENSAIOS LABORATORIAIS.....	124
7	MODELAGEM NUMÉRICA.....	125
7.1	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	125
7.1.1	Princípio dos trabalhos virtuais.....	127
7.1.2	Elementos finitos isoparamétricos bidimensionais.....	130
7.2	MODELAGEM PELO MEF COM MODELO DE DANO DE MAZARS.....	133
7.3	MODELO NUMÉRICO	138
7.3.1	Teste 1: modelo numérico de viga em concreto armado simplesmente apoiada sujeita a comportamento não linear produzido pelo dano - comparação com resultados experimentais	139
7.3.2	Teste 2: modelos numéricos de vigas em concreto, biapoiadas, sobre base elástica.....	144
7.3.3	Teste 3: modelagem de uma laje de BEFC	151
7.4	COMENTÁRIOS SOBRE O CAPÍTULO DE MODELAGEM NUMÉRICA	170
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	172
8.1	CONCLUSÕES	172
8.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	174
	REFERÊNCIAS.....	176

1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas as considerações iniciais, que motivam o desenvolvimento deste trabalho, e incluem também os objetivos pretendidos, a metodologia utilizada e a organização da tese.

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A complexidade do comportamento de alguns materiais, como é o caso do concreto, fortemente empregado em obras civis, vem motivando o meio científico a investigar respostas não-lineares dos mesmos e suas respectivas influências no comportamento estrutural global.

Quanto maior o porte da estrutura mais relevante se torna o conhecimento do seu comportamento global, pois a perda de estabilidade e rigidez estrutural, além de gerar prejuízos materiais, pode trazer riscos ambientais e perdas de vida. Esse é o caso das barragens de enrocamento com face de concreto (BEFC), assunto a ser tratado no presente trabalho.

No mundo há mais de trezentas barragens de enrocamento com face de concreto, com alturas superiores a 30 m. Na China se concentram mais de 170 barragens de enrocamento com face de concreto, segundo Szostak-Chrzanowski, Massiéra e Deng (2009). No Brasil existem onze barragens, sendo que a primeira construída foi a BEFC de Foz do Areia, com 160 m de altura, localizada no Rio Iguaçu, no Paraná, cuja conclusão ocorreu em 1980 (CRUZ, MATERÓN e FREITAS, 2009).

O grande número de BEFCs é explicado pelo baixo custo de implantação frente aos demais tipos de barragens existentes. A cada nova barragem construída supera-se a altura das anteriormente realizadas. Uma das barragens mais altas do mundo é a de Shuibuya, na China (FIGURA 1), construída em 2008 com uma altura de 233 m (CRUZ, MATERÓN e FREITAS, 2009).



FIGURA 1 – BARRAGEM DE SHUIBUYA – CHINA
FONTE: ZHOU *et al.* (2011)

Por conta do caráter predominantemente empírico de desenvolvimento dos projetos, as barragens de enrocamento com face de concreto têm sido assunto de investigação no meio científico.

Dentre as diversas fases construtivas de uma BEFC, a que certamente é a mais crítica corresponde ao enchimento do reservatório. Durante o enchimento são impostos movimentos diferenciais no enrocamento devido aos esforços de pressão hidrostática, produzindo deslocamentos que podem contribuir com a formação de trincas e aberturas das juntas da laje de concreto.

Na FIGURA 2 visualizam-se as típicas deformações sofridas por uma BEFC. Em (a) tem-se a fase inicial em que a barragem conta apenas com seu peso próprio. Em (b) a barragem está submetida ao peso próprio e a pressão hidrostática devido ao enchimento do reservatório. Vale destacar que as deformações da laje dependem do tipo de material empregado no corpo da barragem, podendo variar conforme a zona de compactação e com a origem dos materiais empregados.

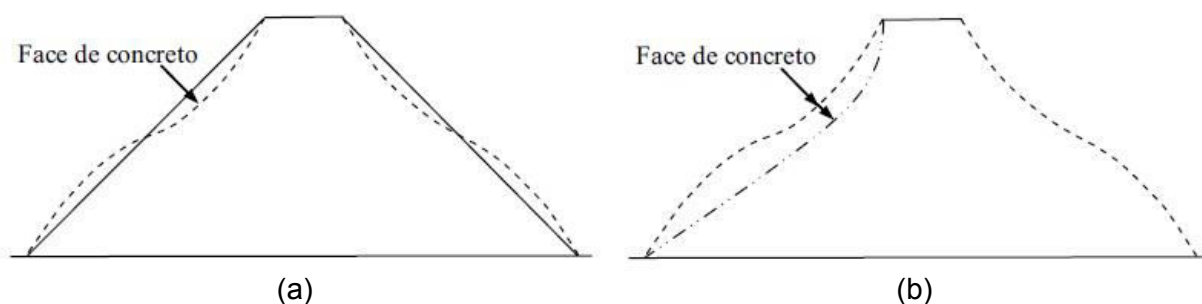


FIGURA 2 – DEFORMAÇÕES DE UMA BEFC
FONTE: SILVA (2007)

Segundo Cruz, Materón e Freitas (2009), durante o enchimento dos reservatórios das barragens de Barra Grande, com altura de 185 m (FIGURA 3), e de Campos Novos, com 202 m de altura (FIGURA 4), construídas no Rio Grande do Sul e em Santa Catarina e concluídas em 2005 e 2006, respectivamente, constatou-se a ocorrência de trincas e rupturas das lajes centrais.

A barragem de Shuibuya também apresentou fissuras na fase de enchimento do reservatório. Das fissuras observadas, 195 apresentaram largura inferior a 0,1 mm, 54 estavam na faixa de 0,1 mm a 0,3 mm de largura e para 6 fissuras a largura foi superior a 0,3 mm (SZOSTAK-CHYZANOWSKI, MASSIÉRA E DENG, 2009).



FIGURA 3 – BARRAGEM DE BARRA GRANDE
FONTE: WATZKO (2015)

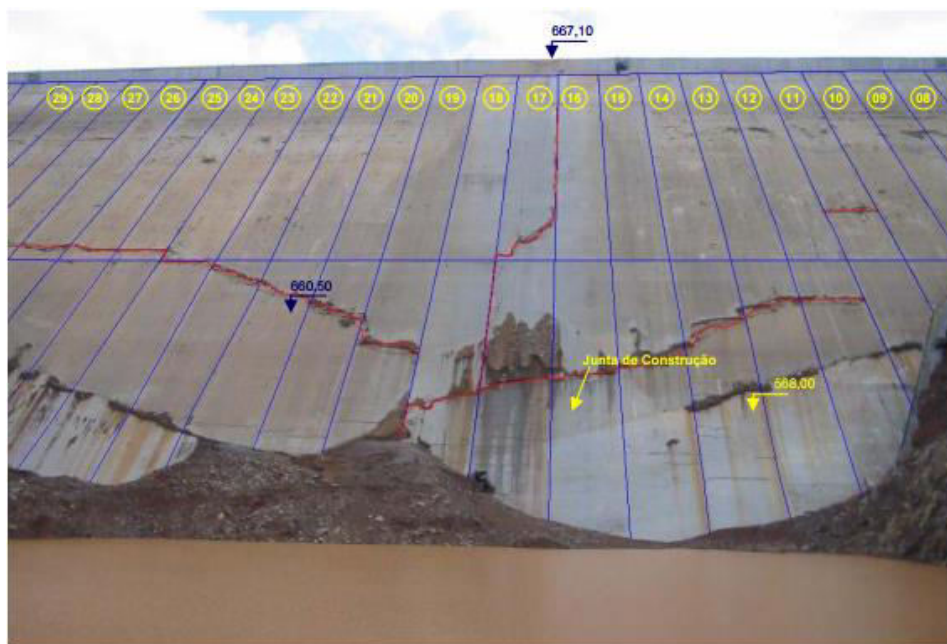


FIGURA 4 – TRINCAS NA FACE DE CONCRETO DA BARRAGEM DE CAMPOS NOVOS
 FONTE: ANTUNES SOBRINHO *et al.* (2007)

De acordo com Pinto (2007)* *apud* Cruz, Materón e Freitas (2009) a operação e segurança da barragem de Barra Grande não foram afetadas, mesmo com as patologias citadas. Na barragem de Campos Novos houve o esvaziamento súbito do reservatório não em razão da ruptura da laje, mas sim devido a um problema em um túnel de desvio. Com o rebaixamento do reservatório identificaram-se as fissuras na face de concreto. Deve-se salientar que, desde o reparo e reenchimento do reservatório, a barragem está operando regularmente.

Os defeitos de projeto e de construção de uma BEFC podem ser avaliados medindo-se infiltrações que ocorrem no corpo da barragem (ASSIS, 2007). Uma das formas de se identificar infiltrações é através de instrumentação e monitoramento estrutural, por cabos de fibras óticas por exemplo.

O monitoramento de barragens, segundo Ribeiro (2009), permite avaliar as condições de segurança estrutural, fornecendo informações sobre o comportamento da barragem e permitindo comparar dados obtidos com os projetados.

É muito importante que o sistema de observação de uma barragem seja contínuo, desde a fase construtiva e se prolongando durante a vida útil da estrutura (ALMEIDA, 2010). Assim é possível a detecção de anomalias que possam danificar

* PINTO, N. L. S. Very high CFRD dams – behavior and design features. In: **III Symposium on CFRD – Dams Honoring J. Barry Cooke**. Proceedings. Brasil: Florianópolis, 2007.

a estrutura e intervir com manutenções necessárias para garantir a segurança, operacionalidade e confiabilidade estrutural ao longo do tempo (RIBEIRO, 2009).

Na fase de projeto de grandes obras, como as BEFCs, o comportamento estrutural pode ser analisado através do desenvolvimento de estudos computacionais, que estão cada vez mais presentes na Engenharia. Porém, os métodos computacionais também podem ser aplicados em conjugação com sistemas de monitoração, no sentido de avaliar o desempenho das estruturas a cada estágio de utilização e, muitas vezes, em tempo real. O avanço tecnológico e formas de solução de problemas que levam a respostas próximas do comportamento real de uma estrutura, possibilitam antever situações prováveis de falha. Além disso, o grau de segurança obtido e o baixo custo das pesquisas numéricas em relação às experimentais viabilizam as investigações estruturais de elementos sob as mais variadas condições encontradas em campo, como: geometria, forças externas, reações internas, temperatura, entre outras.

Dentro desse contexto, o presente estudo analisa numericamente danos em lajes de concreto da face de barragens de enrocamento através de ensaios experimentais, testes de monitoramento com cabos de fibras óticas e desenvolvimento de código computacional, baseado na Mecânica do Dano Contínuo (MDC) e no Método dos Elementos Finitos (MEF).

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo principal a análise do dano em estruturas de concreto armado, apoiadas sobre base elástica.

Especificamente, pretende-se identificar áreas de fissuração (dano) geradas sob diferentes relações entre carga externa e resistência da base.

Outros objetivos secundários são apresentados a partir da identificação das áreas de prováveis falhas:

- Realização do estudo da correlação entre o dano e a permeabilidade do concreto danificado;
- Aplicação do modelo para estudo de uma laje de BEFC e análise da influência do posicionamento da armadura;

- Orientação para implementação de um sistema de monitoramento de infiltração por cabos de fibras óticas, instalados nas regiões mais críticas das estruturas, cuja verificação da percolação de água ocorre por leituras comparativas de temperaturas medidas ao longo dos cabos.

1.3 METODOLOGIA

A estratégia de ação prevista neste trabalho pode ser colocada sucintamente em passos. Inicialmente, identificam-se as regiões de danificação ao longo do corpo da laje de enrocamento. A identificação das regiões danificadas é feita computacionalmente, através do Método dos Elementos Finitos, empregando-se a formulação baseada na Mecânica do Dano Contínuo ao concreto. Uma vez caracterizadas as regiões danificadas, faz-se uma relação entre o dano e a permeabilidade no concreto. Ensaios experimentais são necessários para tal associação. Trechos de maior dano estão relacionados a regiões de maior permeabilidade. Em tais regiões haverá maior infiltração, confirmando a patologia na estrutura.

Para viabilizar a estratégia proposta, o trabalho envolveu as etapas metodológicas descritas a seguir.

A primeira etapa foi realizada na Universidade de Innsbruck, na Áustria. Através de ensaios experimentais com cabos de fibras óticas instalados em uma estrutura procurou-se detectar infiltração, levando-se em consideração diferenças de temperaturas nos cabos. O objetivo dos testes foi o de verificar a precisão e a sensibilidade da tecnologia aplicada na identificação de áreas de prováveis falhas estruturais, onde ocorre percolação de água, orientando a implementação de um monitoramento de tais regiões.

A segunda etapa do trabalho, também envolvendo testes experimentais, foi realizada em parceria com o LAME (LACTEC – UFPR), buscando-se identificar a permeabilidade e o módulo de elasticidade de amostras de concreto danificado.

A última etapa da pesquisa se refere à programação matemática, cujo desenvolvimento foi realizado utilizando a linguagem de programação *Fortran* e a solução do problema adotou técnicas dos Métodos Aproximados, especialmente o

Método dos Elementos Finitos (MEF). O desenvolvimento do modelo matemático envolve os conceitos da Mecânica do Dano Contínuo e leva em consideração o comportamento não-linear do concreto. O modelo de dano utilizado é o desenvolvido por Mazars (1984)* *apud* Pituba e Proença (2005).

1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE

A estrutura da tese consta de uma contextualização do estudo proposto, cujas considerações iniciais estão descritas neste capítulo, assim como os objetivos e metodologia aplicada.

O Capítulo 2 traz generalidades sobre barragens de enrocamento com face de concreto, englobando o conceito, evolução e critérios de projeto.

Os Capítulos 3, 4 e 5 apresentam a revisão teórica e a descrição de trabalhos desenvolvidos nas áreas de Instrumentação e Monitoramento de Estruturas, Propriedades do Concreto e Mecânica do Dano, respectivamente.

Sequencialmente, o Capítulo 6 descreve os testes experimentais realizados e resultados obtidos.

No Capítulo 7 se descreve a formulação e a modelagem numérica utilizada neste trabalho. Os resultados da aplicação do programa desenvolvido e a análise comparativa entre resultados numéricos e experimentais também são apresentados no capítulo.

O Capítulo 8 discorre sobre as conclusões obtidas e sugestões para trabalhos futuros.

Por último se referencia a bibliografia utilizada na concretização desta tese.

* MAZARS, J. **Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non lineaire et à la rupture du béton de structure**. Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6, 1984.

2 BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO

Este capítulo apresenta generalidades sobre barragens de enrocamento com face de concreto, que englobam o conceito, a evolução e o dimensionamento. Os trabalhos publicados na área também são descritos nesta seção. Maior enfoque é dado para as lajes de BEFC, que são o objeto de estudo deste trabalho.

2.1 GENERALIDADES

Barragens de enrocamento são constituídas por um corpo principal, composto por blocos de rocha justapostos em camadas compactadas e por um elemento de vedação ou laje de concreto (PEREIRA, 2009). O elemento de vedação é necessário devido à alta permeabilidade do enrocamento (AFFONSO, 2004).

O que define o tipo de barragem de enrocamento é o elemento de vedação (ALMEIDA, 2010). A estrutura recebe o nome de barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC), segundo Basso (2007), quando o material vedante é uma laje de concreto, localizada na face de montante da barragem.

Segundo Almeida (2010), a primeira barragem de enrocamento foi construída na Califórnia, em Serra Nevada, na década de 50. Nesta época os blocos de rocha eram empilhados sem passar pelo processo da compactação. Isso provocou recalques bruscos em muitas barragens, logo após o enchimento do reservatório.

Na década de 60 a técnica da compactação com vibração e molhagem do enrocamento possibilitou maior entrosamento entre os blocos de rocha (ALMEIDA, 2010).

De acordo com Cruz, Materón e Freitas (2009), o desenvolvimento das BEFCs ocorreu em 1970, data a partir da qual se encontram edificações de estruturas de médio e grande porte, ou seja, com alturas superiores a 150 metros.

A partir da década de 90 o interesse pelo desenvolvimento de pesquisas do comportamento estrutural de barragens de enrocamento, por parte do setor elétrico,

foi impulsionado pelo aumento do parque gerador de energia, de acordo com Watzko (2007).

Segundo Watzko (2007), a alta competitividade técnica e econômica desse tipo de barragem a tornou muito difundida no Brasil. Ainda neste contexto, Silva (2007) cita que a construção de barragem com face de enrocamento é mais rápida que a de barragem de terra, por não exigir tanto controle de umidade na compactação do maciço, além de apresentar maior resistência ao cisalhamento.

Sobre a laje de concreto de uma BEFC, Silva (2007) afirma que ela é simplesmente apoiada sobre o maciço do enrocamento e ancorada na base ao longo do plinto, ou seja, de uma estrutura de concreto que se apoia em rocha e que está presente em toda a borda inferior da face de concreto. A ligação da laje ao plinto se dá por juntas especiais, chamadas juntas perimetrais, que permitem a rotação das placas (AFFONSO, 2004). Além disso, a face de concreto é armada (muitas vezes em sua superfície média) e deve possuir baixa permeabilidade, para evitar a percolação da água. Ao mesmo tempo, a face de concreto precisa apresentar alta resistência para suportar as deformações induzidas devido aos esforços de pressão hidrostática, principalmente na fase de enchimento do reservatório, que provocam movimentos diferenciais no enrocamento, impondo deslocamentos que podem contribuir com a formação de trincas e aberturas das juntas da laje de concreto (BASSO, 2007).

De acordo com Silva (2007), as duas principais causas de infiltração são os danos nos sistemas de vedação de junta perimetral e as fissuras na face de concreto próximas ao plinto. Tais fissuras são relacionadas com as deformações de acomodação sofridas pelo enrocamento e com as características e propriedades do concreto.

As trincas nas lajes podem ser provenientes da retração e cura do concreto; do abaulamento ou inchamento da parte inferior do maciço, que provoca balanço da parte superior das lajes; e/ou das deformações diferenciais do enrocamento (SILVA, 2007).

No enrocamento podem ocorrer trincas quando o zoneamento do maciço é formado por materiais de módulos de elasticidade diferentes e quando o mesmo é construído em diversas etapas (SILVA, 2007).

De acordo com Watzko (2007), durante o processo de compactação e/ou carregamento os grãos do enrocamento fraturam e sofrem esmagamento, mesmo

para estados de baixa tensão. Este fenômeno pode provocar a abertura de fissuras e trincas na laje de concreto, ocasionando infiltrações indesejáveis (WATZKO, 2007).

Segundo Affonso (2004), as deformações do enrocamento na fase construtiva, especialmente na fase de enchimento do reservatório, podem ser reduzidas através da utilização de rolos vibratórios pesados na compactação das camadas e a execução de camadas mais delgadas.

Em relação ao dimensionamento de uma BEFC, o talude segue a relação de 1 na vertical para 1,2 à 1,3 na horizontal e a largura da crista varia dentro da faixa de 7 a 10 m, em função da utilização da mesma (WATZKO, 2007).

Segundo Silva (2007), a largura dos painéis das lajes está compreendida entre 12 e 16 m. A construção das lajes é realizada em faixas verticais de baixo para cima com formas deslizantes, usando-se juntas de construção horizontal (BASSO, 2007). Entre os painéis formam-se juntas longitudinais que são seladas para evitar infiltrações no maciço (FIGURA 5a).

A armadura é colocada no centro da laje principal, cuja malha obedece a relação de 0,4% da área de concreto, nas duas direções. A espessura da laje segue uma definição empírica dada pela equação (1a) para barragens com altura inferior a 100 m e (1b) para barragens com altura superior a 100 m (Basso, 2007):

$$e = 0,30 + 0,002H \quad \text{se } H < 100 \text{ m} \quad (1a)$$

$$e = 0,005H \quad \text{se } H > 100 \text{ m} \quad (1b)$$

Em que:

e = espessura da laje (m);

H = altura da barragem (m).

O concreto das lajes deve apresentar uma resistência entre 20 e 30 MPa, já que a resistência, segundo Basso (2007), não tem tanta importância quanto a durabilidade e a impermeabilização da BEFC.

Na FIGURA 5, em (a) mostra-se uma vista da face de concreto de uma BEFC e em (b) visualiza-se a seção transversal de uma BEFC.

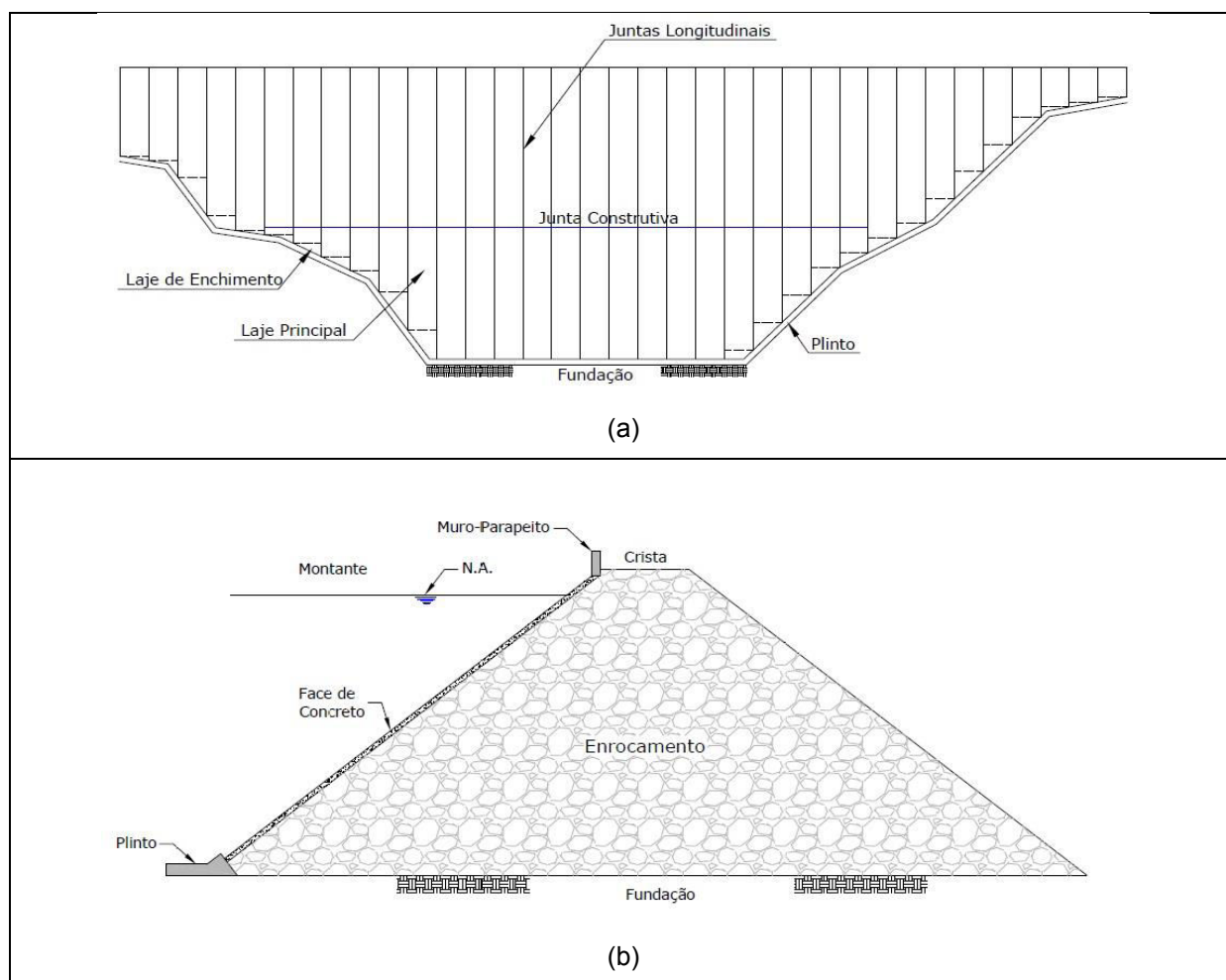


FIGURA 5 – BEFC
FONTE: PEREIRA (2009)

Na FIGURA 6 mostra-se o zoneamento típico de uma barragem de enrocamento, cujas zonas 3A e 3B são consideradas estruturais e a parte central é considerada de preenchimento (WATZKO, 2007).

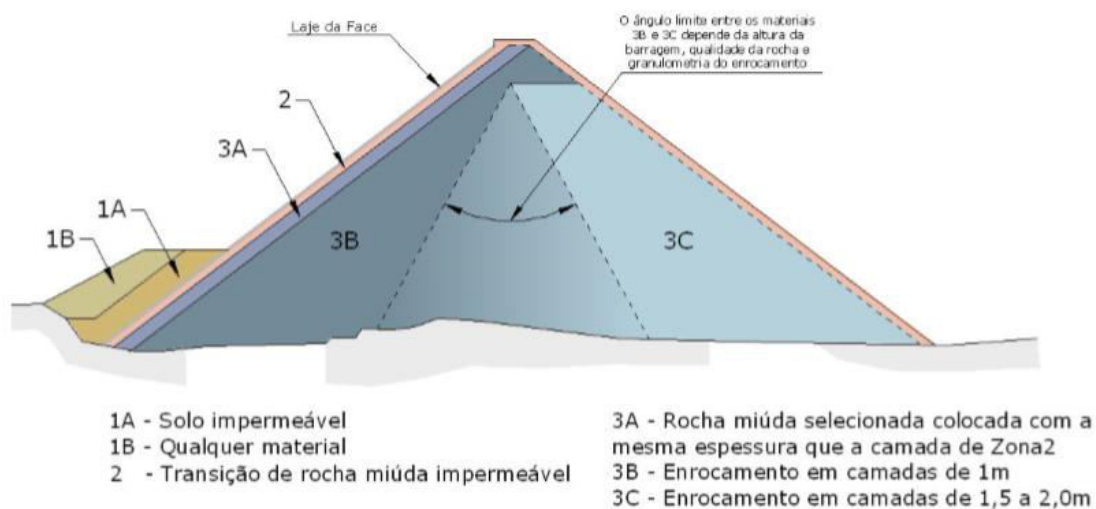


FIGURA 6 – ZONEAMENTO TÍPICO DE UMA BEFC
FONTE: PEREIRA (2009)

As fases construtivas da laje de uma BEFC são apresentadas na FIGURA 7. Em (a) verificam-se as lajes de arranque, em (b) a disposição da armadura, em (c) o lançamento do concreto, em (d) o adensamento do concreto, em (e) a elevação da forma deslizante e em (f) a laje acabada.

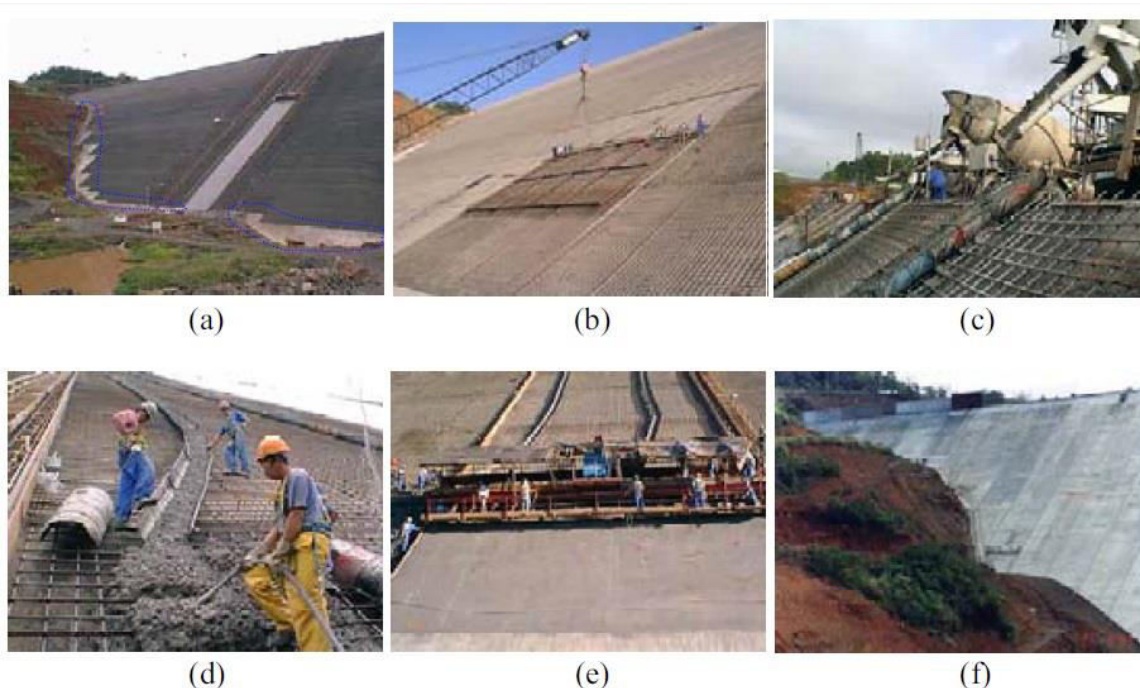


FIGURA 7 – FASES DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DE CAMPOS NOVOS
 FONTE: SILVA (2007)

2.2 TRABALHOS PUBLICADOS SOBRE BEFC

Dentre os trabalhos sobre BEFC encontrados na literatura são citados nesta seção aqueles cujo foco não envolve instrumentação, monitoramento, dano e fratura, já que estes assuntos são descritos nos capítulos 3 e 5, respectivamente.

Em relação aos critérios de projeto de uma BEFC, Loriggio e Senem (2003) realizaram uma análise crítica envolvendo os seguintes aspectos:

- O empirismo dos critérios de projeto das lajes ainda predomina, tanto em relação às espessuras quanto às taxas de armadura. Fato que se justifica devido à consideração da laje como elemento de vedação e não estrutural;
- Especialmente para grandes barragens, os critérios empíricos são ineficientes, pois devido ao aumento dos deslocamentos do corpo da

barragem, muitas fissuras surgem nas lajes, potencializando consideravelmente o fluxo de água através do maciço, e gerando, com isso, preocupação com a estabilidade da estrutura;

- O aumento da espessura da laje em função da altura da barragem, para ampliação da camada impermeabilizante, pode levar ao acréscimo dos esforços de flexão e a custos adicionais significativos;
- Em muitos projetos de BEFCs, a laje é tratada como uma membrana, sujeita apenas a esforços axiais, desprezando-se os esforços de flexão. Com o enchimento do reservatório o maciço de enrocamento se deforma e a laje tende a se adaptar a esses deslocamentos. Assim, somente se a laje for bastante flexível, ou seja, de pequena espessura, considera-se válida tal hipótese;
- O posicionamento da armadura no meio da altura da laje, procedimento comum no projeto de muitas BEFCs, não é explicitado em normas, ou seja, não respeita os critérios de dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado sujeitas a flexão. Tal solução só seria aceitável se realmente o funcionamento como membrana se comprovasse, o que, em tal situação, ocorreriam apenas esforços axiais no elemento. Segundo as normas, o posicionamento da armadura mínima, para peças fletidas, ocorre na região tracionada das peças. Dessa forma, no caso de flexão, maior desempenho estrutural se daria com a colocação da armadura em ambas as faces da laje. Além disso, as taxas de armaduras praticadas são muito maiores que as taxas mínimas exigidas por norma.

O enfoque dado por Basso (2007) foi em relação ao comportamento tensão-deformação do maciço de BEFC na fase final de construção. O estudo foi realizado através de simulações numéricas, utilizando-se o programa de elementos finitos *SIGMA-W* e por meio de ensaios laboratoriais com o material do enrocamento em escala reduzida, para determinação de parâmetros de deformabilidade e resistência do maciço.

Silva (2007) propôs uma análise numérica tridimensional baseada no MEF para verificação do comportamento de BEFC e dimensionamento estrutural da laje. A análise considerou todas as fases de projeto: construção, enchimento do reservatório e rebaixamento; o comportamento conjunto do maciço e face de

concreto; o elemento de interface e a laje sobre base elástica. A laje foi analisada no regime elástico. O modelo foi empregado na barragem de Barra Grande.

O estudo desenvolvido por Pereira (2009) buscou a determinação dos esforços solicitantes em condições de serviço em lajes de barragens de enrocamento com face de concreto, utilizando diagramas momento-curvatura para se levar em conta a não linearidade do concreto. O estudo foi realizado em um programa computacional, *REALbasic*, escrito em linguagem de programação *basic*.

O estado da arte de barragens de enrocamento com face de concreto foi descrito por Cruz, Materón e Freitas (2009) com o objetivo de fornecer um acervo de consulta aos envolvidos em concepção, projetos e execução de BEFC.

Marconcin, Machado e Lacerda (2010) procuraram avaliar, a partir de estudos preliminares, a possibilidade de construção de um modelo reduzido representativo de lajes de BEFC. O trabalho englobou um estudo dimensional e modelagem numérica baseada no MEF, cuja solução se deu pelo programa *ANSYS* versão 12.0.

2.3 COMENTÁRIOS SOBRE O CAPÍTULO DE BEFC

A partir das informações apresentadas sobre BEFC, verifica-se a importância da análise de dano (fissuração) das lajes na estabilidade estrutural da barragem, em razão do caráter empírico dos projetos, da idealização do modelo não estrutural da laje e da consequente forma de inserção de armadura na mesma.

O comportamento completo do conjunto laje-barragem se dá por meio de modelos bi ou tridimensionais, considerando as relações constitutivas de cada material. Além disso, um estudo da interface entre a laje e o corpo da barragem é também recomendável para melhor representação do conjunto. Entretanto, devido à complexidade de um modelo completo, é aceitável um modelo simplificado da laje sobre apoios elásticos, com constantes de molas que representem o comportamento elástico do maciço. Esta é a abordagem adotada no presente trabalho.

3 MONITORAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO DE ESTRUTURAS

O objetivo deste capítulo é entender o princípio do monitoramento de estruturas para aplicar em áreas prováveis de infiltrações em lajes de concreto da face de barragens de enrocamento. Assim, este capítulo apresenta os principais aspectos do monitoramento de instrumentação de estruturas, englobando a tecnologia de sensores e cabos de fibras óticas, utilizados para mensuração de temperaturas e monitoramento de áreas de infiltração em estruturas. Pesquisas desenvolvidas sobre o assunto também são descritas.

3.1 CONCEITUALIZAÇÃO

3.1.1 Monitoramento

A preocupação com a segurança das construções vem motivando pesquisadores ao uso da tecnologia de sensores, de fibras óticas e de outros dispositivos para o monitoramento de estruturas.

O monitoramento de uma estrutura engloba a medição, avaliação e os registros dos dados que descrevem o comportamento estrutural. Assim, a constituição de um sistema de monitoração compreende uma rede de sensores, acoplada à estrutura, conectada a sistemas de aquisição, armazenamento e processamento de informações (ASSIS, 2007).

Através do monitoramento contínuo das estruturas é possível tomar decisões e ações que minimizem prejuízos materiais, evitando riscos ambientais e perdas de vidas. As estruturas são projetadas para suportar, até um limite determinado, deslocamentos, deformações e vibrações. Para evitar degradações que possam levar uma estrutura ao colapso, conforme sugere Fazan (2010), é importante monitorá-la averiguando se as condições de solicitações reais estão de acordo com as previstas em projeto.

De acordo com Ribeiro (1996), através de equipamentos de grande sensibilidade, disponibilizados pela indústria eletrônica, é possível detectar variações nas propriedades físicas da fibra ótica, possibilitando a medição de deformações, temperaturas, deslocamentos, extensões, pressões e acelerações. Com isso pode-se monitorar estruturas em tempo real.

3.1.2 Instrumentação

A instrumentação é designada por Assis (2007) como o conjunto dos dispositivos que interliga um processo a um processador, capaz de registrar informações para controle ou monitoramento de variáveis de interesse de um processo.

Em geral, um projeto de instrumentação de BEFC, segundo Affonso (2004), engloba a medição de deslocamentos verticais e horizontais no interior e superfície do maciço de enrocamento, como ilustrado na FIGURA 8, além de medidores de vazão e instrumentos para mensurar temperatura.

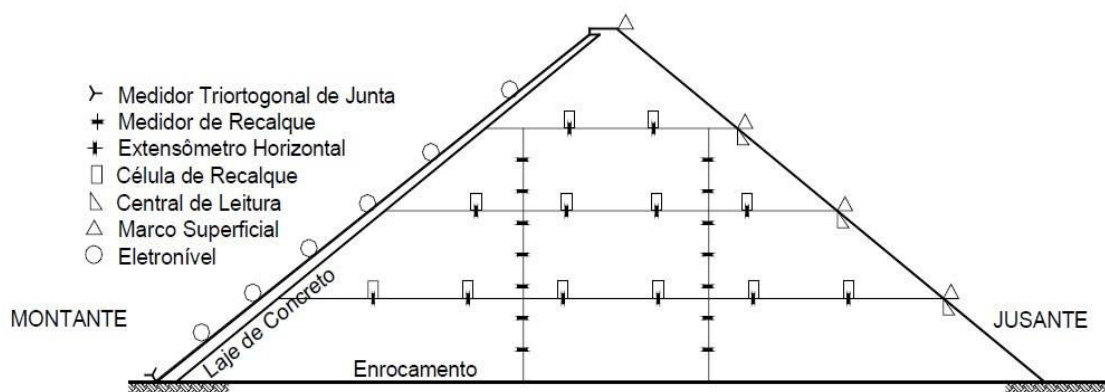


FIGURA 8 – SEÇÃO INSTRUMENTADA DE UMA BEFC
FONTE: AFFONSO (2004)

Segundo Oliveira e Sayão (2004)* *apud* Affonso (2004), o maciço de enrocamento não gera excesso de poropressões, dessa forma, os piezômetros são dispensáveis na instrumentação de uma BEFC.

* Oliveira, T. C.; Sayão, A. S. F. J. Experiência brasileira na medição de deslocamentos em barragens de enrocamento. In: **2º Congresso LusoBrasileiro de Geotecnia, SPG/ABMS**, Portugal, 2004.

O QUADRO 1 sintetiza os principais instrumentos utilizados no monitoramento de uma BEFC, descritos por Watzko (2007).

INSTRUMENTAÇÃO		
Deslocamentos internos do maciço	Medidor de deslocamento vertical ou de recalque	<ul style="list-style-type: none"> - Medidor hidrostático de recalque (caixas suecas); - Medidor magnético de recalque (MMR); - Medidor de recalque de hastes tipo KM; - Medidor de recalque tipo USBR; - Medidor de recalque telescópico IPT.
	Medidor de deslocamento horizontal	<ul style="list-style-type: none"> - Extensômetros horizontais; - Extensômetros magnéticos; - Extensômetros de hastes múltiplas; - Inclínômetros.
Deslocamentos de superfície		<ul style="list-style-type: none"> - Medidor de movimento angular (eletrônicos); - Medidor de abertura das juntas; - Medidor triortogonal da junta perimetral; - Marco superficial.
Pressões / Cargas		<ul style="list-style-type: none"> - Piezômetro; - Medidores de nível de água (pneumático, hidráulico, elétrico e corda vibrante); - Célula de pressão total; - Célula de carga; - Tensiômetro (para poropressões negativas).
Vazão		<ul style="list-style-type: none"> - Hidrômetros; - Medidores em canal – Calha Parshall.
Vibração		<ul style="list-style-type: none"> - Vibrógrafos; - Sismógrafos.

QUADRO 1 – INSTRUMENTOS UTILIZADOS NO MONITORAMENTO DE UMA BEFC

3.1.3 Fibras óticas

De acordo com Jarek^(b) *et al.* (2011), o domínio da tecnologia de transferência de sinais em fibras óticas ocorreu na década de 70.

Pode-se entender uma fibra ótica como sendo um filamento em vidro, que através de reflexões consecutivas é atravessado por um feixe luminoso (RIBEIRO, 2009). A propagação da luz ocorre no núcleo, um cilindro envolto por anéis concêntricos de camadas de vidro (bainha) com diferentes índices de refração e densidades, de acordo com Bailey e Wright (2003), que protege o núcleo e reflete a luz limitando ou eliminando a refração. A camada protetora, cobertura ou revestimento da fibra, em plástico, tem a função de protegê-la de condições agressivas (RIBEIRO, 2009).

Segundo Zeni (2009), uma fibra ótica tem o diâmetro semelhante a um fio de cabelo humano e é capaz de transmitir luz a grande distância com baixíssima perda de sinal. A FIGURA 9 mostra um conjunto de fibras óticas em escala real.



FIGURA 9 – FIBRAS ÓTICAS EM ESCALA REAL
FONTE: RIBEIRO (2009)

Pela utilização da tecnologia de fibras óticas é possível determinar o índice de refração da luz do meio em estudo, uma vez que a luz viaja com velocidades diferentes em meios com densidades diferentes. Quanto maior a densidade do meio menor será a velocidade de propagação da luz e maior será o índice de refração do mesmo (ROCHA, 2011).

O índice de refração do meio (n_x) é determinado pela equação (2), segundo Bass *et al.* (1995), que relaciona a velocidade de propagação da luz no vácuo ($v_0=299.792.458$ m/s) com a velocidade de propagação da luz no meio (v_x (m/s)).

$$n_x = \frac{v_0}{v_x} \quad (2)$$

A FIGURA 10 ilustra a seção transversal e o perfil de uma fibra ótica.

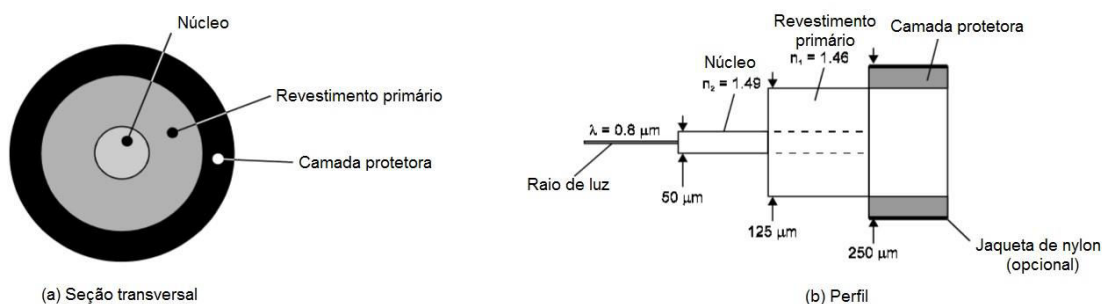


FIGURA 10 – FIBRA ÓTICA
FONTE: Adaptado de BAILEY E WRIGHT (2003)

Para que a energia eletromagnética (luz) emitida de um núcleo viaje até a extremidade oposta da fibra é necessário que ocorra o fenômeno da reflexão interna total. Tal fenômeno é mais intenso quando a luz parte de uma região de alta densidade para um meio de menor densidade. A reflexão total ocorrerá quando o ângulo de incidência da luz for maior que o ângulo crítico, resultando num ângulo de reflexão igual ao da onda incidente, conforme mostra a FIGURA 11 (BAILEY E WRIGHT, 2003).

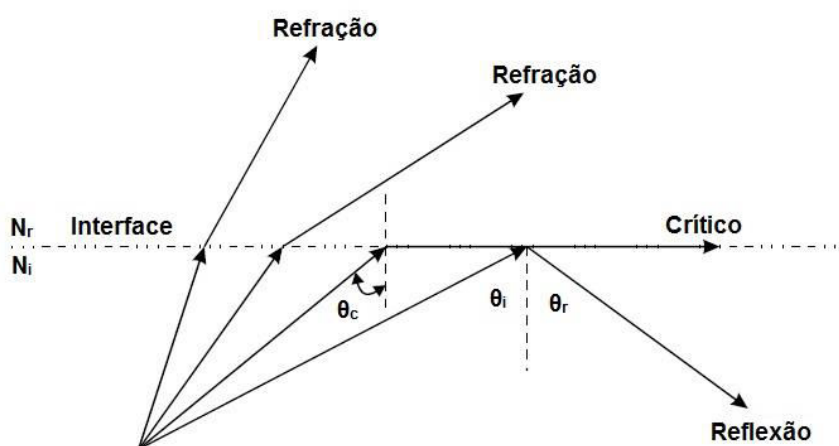


FIGURA 11 – REFLEXÃO TOTAL
FONTE: Adaptado de BAILEY E WRIGHT (2003)

O ângulo crítico é dado por:

$$\theta_c = \sin^{-1} \frac{N_r}{N_i} \quad (3)$$

Em que:

θ_i – ângulo de incidência;

θ_c – ângulo crítico;

θ_r – ângulo de reflexão;

N_i – índice de refração do meio incidente;

N_r – índice de refração do meio dois, com $N_i > N_r$.

Uma vez que o índice de refração do núcleo da fibra ótica é maior que o dos anéis que a circundam, explica-se a transmissão da luz de uma extremidade à outra da fibra, pela reflexão total da luz emitida.

As fibras óticas diferenciam-se umas das outras, segundo Rocha (2011):

- Pelo diâmetro do núcleo, sendo o diâmetro do revestimento primário igual a 125 μm e o da camada protetora de 250 μm ou 900 μm ;
- Pela abertura numérica, cuja medida se refere a capacidade da fibra em coletar luz incidente sem refratá-la;
- Pelo perfil do índice de refração;
- Pelo número de modos, que corresponde a quantidade de feixes de luz que são inseridos no núcleo da fibra, classificando-as em fibras monomodo e multimodo.

Enquanto nas fibras monomodo um único feixe luminoso se propaga paralelamente ao eixo central, devido ao pequeno diâmetro do núcleo (8 a 12 μm^*), nas fibras multimodo, com núcleo de maior dimensão (maior do que 10 μm^*), há transmissão de centenas de feixes luminosos, cuja propagação se dá em função do ângulo incidente na fibra (RIBEIRO, 2009).

Segundo Ribeiro (2009), as duas propriedades associadas às fibras óticas que prejudicam o funcionamento do sistema de transmissão de dados são a atenuação e a distorção.

A atenuação, conhecida como a perda de sinal transmitido, é o parâmetro que determina a distância máxima entre o emissor e o receptor. A distorção provoca ampliação ou alargamento nos sinais óticos transmitidos à medida que se propagam ao longo da fibra, gerando o aparecimento de interferências na recepção de sinais que viajam a grandes distâncias (RIBEIRO, 2009).

3.1.4 Sensores

Os giroscópios, de acordo com Ribeiro (2009), foram os primeiros sensores de fibra ótica aplicáveis à instrumentação capaz de mensurar diversas grandezas físicas. As primeiras aplicações dos sensores ocorreram na instrumentação dentro da área da medicina, em sistemas de defesa e na aeronáutica. Em seguida, a implementação dos sensores foi estendida à área ambiental e posteriormente à instrumentação em engenharia civil (RIBEIRO, 2009).

* μm – micrometros

Os sensores são dispositivos que quando sujeitos a ação de uma grandeza física ou química, sofrem mudanças de comportamento ou das suas propriedades (ASSIS, 2007). A função dos sensores é modular a luz que atravessa a fibra ótica, sendo detectada na outra extremidade do material (SILVA, 2009). Pelo deslocamento de feixes de luz através das fibras óticas se dá a mensuração de parâmetros como temperatura, pressão, tensão, entre outros.

Na Engenharia Civil, os sensores são utilizados na medição de deformações, temperaturas, deslocamentos, rotações, acelerações e umidade relativa (ASSIS, 2007).

De acordo com Ribeiro (1996), os sensores de fibra ótica se destacam dos sensores eletrônicos convencionais por não sofrerem interferências eletromagnéticas, por serem passivos eletricamente, pelo baixo consumo de potência elétrica, pela sua resistência a altas temperaturas, pelas suas dimensões e peso reduzido, pela grande largura de banda alcançada e pela possibilidade de multiplexagem ótica e elétrica.

Segundo o princípio de medição, os sensores de fibra ótica dividem-se em intrínsecos e extrínsecos ou híbridos.

Nos sensores intrínsecos, o ponto de medida ocorre dentro da fibra ótica, ou seja, o sensor é a própria fibra. O ponto de medida nos sensores extrínsecos ocorre fora da fibra ótica, ou seja, a fibra apenas transporta informação até o local de monitorização (RIBEIRO, 1996).

A operação dos sensores depende do mecanismo de transdução que ocorre através da modulação da intensidade, do comprimento de onda ou da frequência, da polarização e da fase da radiação guiada, sendo subdivididos em sensores de intensidade e sensores interferométricos (RIBEIRO, 1996).

De acordo com Ribeiro (1996), os sensores tipo intensidade, construídos em geral com fibras multimodo, são baseados na modulação da intensidade ou comprimento de onda. Os sensores tipo intensidade de modulação relacionam perdas de intensidade de luz com o tensionamento da fibra ótica ao longo de seu comprimento (MOSER, 2006).

Os sensores interferométricos, que utilizam normalmente fibras monomodo, segundo Ribeiro (1996), são baseados nos mecanismos da modulação da polarização, do comprimento da onda e da fase. Dentro desta classificação encontram-se os sensores espectométricos, que relacionam a variação no

comprimento da onda de luz com o parâmetro que se quer medir, e os sensores tipo fase, utilizados no monitoramento de fenômenos físicos, por atuarem numa faixa extensa de fenômenos óticos (MOSER, 2006).

De acordo com a aplicação, os sensores de fibra ótica podem ser classificados em: sensores localizados, cuja medição se dá num segmento específico da fibra ótica; sensores multiplexados, obtidos pela combinação de sensores individuais e utilizados para verificação de perturbações da estrutura como um todo; e sensores distribuídos, que medem e transmitem dados ao mesmo tempo (MOSER, 2006).

A capacidade de medir grandezas em vários pontos com uma única fibra ótica é uma das principais vantagens dos sensores de fibra ótica (RIBEIRO, 2009).

Segundo a monitorização de alterações do sinal ótico, nos sensores distribuídos, o princípio da propagação de pulsos de luz laser no interior da fibra ótica está baseado na dispersão dos fótons, que se dá de três formas: Rayleigh, Brillouin e Raman (LACERDA E SOARES, 2010).

Quando o reflexo do pulso emitido possui o mesmo comprimento de onda da onda lançada tem-se a banda ou o pico de Rayleigh, que é o mais forte dos sinais devolvidos (BAILEY E WRIGHT, 2003). Na dispersão Rayleigh os fótons conservam seu comprimento de onda e frequência originais, ou seja, não perdem energia, podendo ser utilizada para a medição de perdas óticas (LACERDA E SOARES, 2010).

O reflexo da luz emitida pode ocorrer com comprimentos de onda um pouco acima ou abaixo da onda incidente. Nas bandas de Brillouin, muito próxima da de Rayleigh e de Raman, a mais fraca das três, há perda de energia dos fótons, representada pela mudança no comprimento de onda e na frequência do feixe refletido, que também é sensibilizado por variações térmicas na fibra (LACERDA E SOARES, 2010).

O espectro de Raman, sinal usado para a avaliação da temperatura, é composto pelas bandas chamadas Stokes e anti-Stokes. A banda de Stokes apresenta comprimentos de onda mais elevados que a da onda emitida e possui pouca sensibilidade à temperatura. A banda anti-Stokes, com comprimentos de onda menores, exibe uma grande sensibilidade à temperatura, quanto maior a temperatura, mais elevada é a energia dentro da banda (BAILEY E WRIGHT, 2003).

Segundo Moser (2006) os principais tipos de sensores de fibra ótica que têm sido utilizados em instrumentação de estruturas de concreto são: os sensores de fibra ótica extrínsecos localizados interferométricos de Fabry-Perot (EFPI); os sensores de fibra ótica intrínsecos localizados espectrométricos utilizando redes de Bragg; os sensores de fibra ótica intrínsecos distribuídos de amplitude para medição de temperatura e percolação pelo método Raman e os sensores de fibra ótica intrínsecos distribuídos de amplitude para medição de deformação pelo método Brillouin.

A FIGURA 12 ilustra o espectro de luz retroespalhada resultante da emissão de pulsos de luz laser que se propagam no interior da fibra.

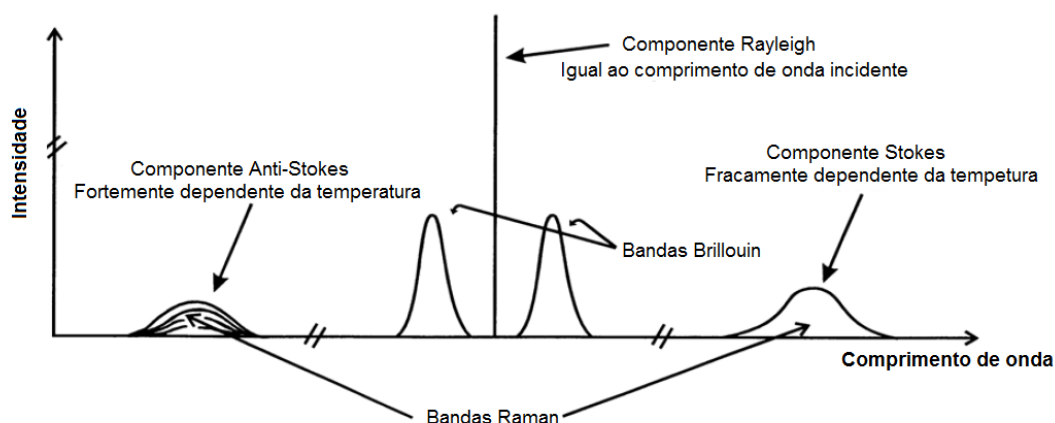


FIGURA 12 – ESPECTRO DE LUZ RETROESPELHADA
FONTE: Adaptado de SMOLEN E SPEK (2003)

Os sensores de Bragg, classificados como quase distribuídos, são baseados em redes de difração em fibra ótica (RIBEIRO, 1996). O mecanismo de transdução destes sensores está relacionado a mudanças no comprimento da onda de luz com o parâmetro a se medir (MOSER, 2006). As medições, neste caso, não são contínuas ao longo da fibra, mas efetuadas em um número finito de pontos em locais de interesse (RIBEIRO, 2009).

No QUADRO 2 é apresentado o resumo dos principais sensores de fibras óticas e suas respectivas performances.

SENSORES PERFORMANCE	FABRY – PEROT	REDES DE BRAGG	RAMAN	BRILLOUIN
Medição	Pontual	Pontual	Distribuída	Distribuída
Principais parâmetros medidos	Deformação Temperatura Pressão	Deformação Temperatura Aceleração Nível de água	Temperatura	Deformação Temperatura
Tipo de fibra	Multimodo	Monomodo	Multimodo	Monomodo

QUADRO 2 – RESUMO DOS SENSORES DE FIBRAS ÓTICAS

Como na aplicação dos testes experimentais são utilizados os sensores de fibras óticas intrínsecos distribuídos de amplitude para medição de temperatura e percolação pelo método Raman, o enfoque será dado ao monitoramento de temperaturas.

3.2 MONITORAMENTO DE TEMPERATURAS

De acordo com Johansson e Sjödaahl (2004), as medições de temperatura para detecção de infiltração iniciaram na Alemanha na década de 50. Desde então, muitos pesquisadores como: Johansson (1997), Aufleger^(b) *et al.* (2007), Goltz (2011), Aufleger *et al.* (2011) e Etzer, Aufleger e Dornstädter (2012) vêm utilizando a tecnologia de fibras óticas para monitorar campos de temperaturas em barragens.

A partir das leituras das temperaturas detecta-se infiltração, identifica-se sua localização e estima-se a velocidade do fluxo. Também é possível, através deste tipo de monitoramento, observar a evolução do calor de hidratação de estruturas de concreto massa.

Para detecção de infiltração e controle da impermeabilidade do sistema de vedação de uma superfície de uma BEFC, segundo Aufleger *et al.* (2005), a instalação de cabos de fibras óticas deve ser aplicada abaixo da camada de vedação, na face jusante (FIGURA 13). Com o monitoramento é possível observar toda a laje de uma barragem de enrocamento ou somente as juntas (FIGURA 14 e 15).

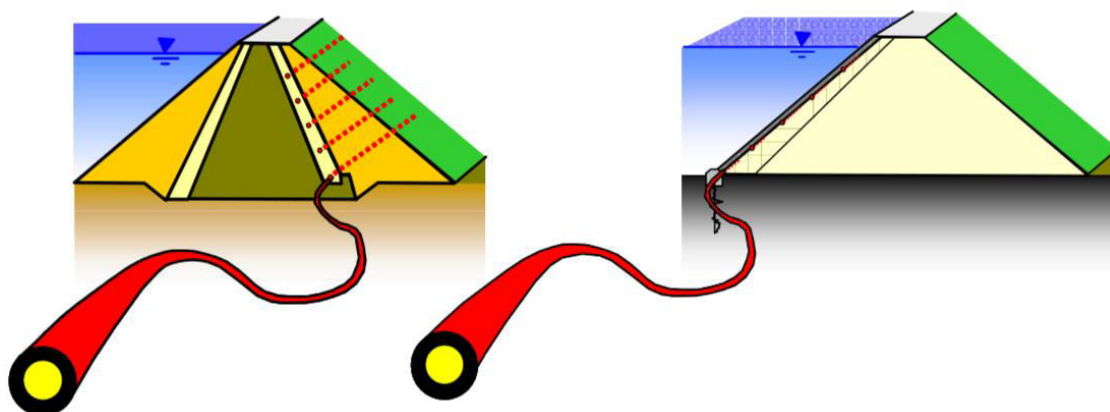


FIGURA 13 – SISTEMA DE MONITORAMENTO DE UMA BARRAGEM
FONTE: AUFLEGER *et al.* (2005)

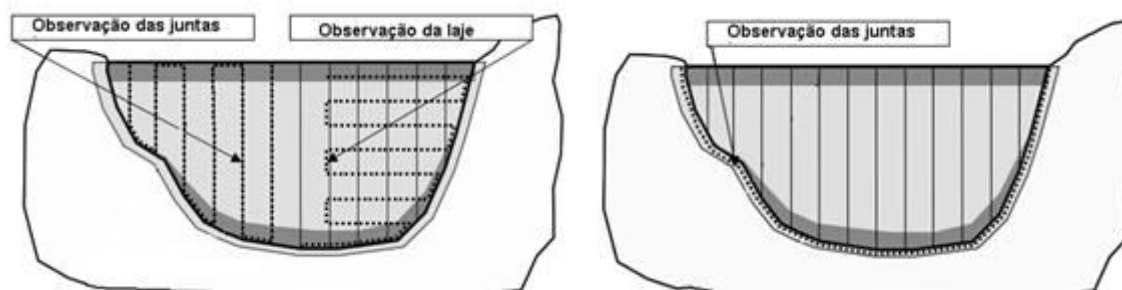


FIGURA 14 – OBSERVAÇÃO DA LAJE E JUNTAS
FONTE: Adaptado de AUFLEGER *et al.* (2005)

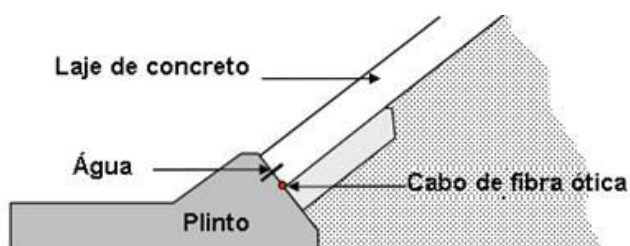


FIGURA 15 – POSICIONAMENTO DO CABO NO PLINTO
FONTE: Adaptado de AUFLEGER *et al.* (2005)

É importante salientar que a proposta do presente trabalho parte do pressuposto de que, se há infiltração através da laje da face de uma barragem de enrocamento, ela poderá ser detectada por um sistema de fibras óticas. Avaliando os prováveis locais onde a laje de concreto pode se danificar, modificando sua rigidez e aumentando sua permeabilidade, o presente estudo poderá ser usado em conjunção com um sistema de monitoramento por fibras óticas para orientar os

locais onde o sistema deverá ser instalado, bem como confirmar possíveis anomalias detectadas pelos sensores.

A detecção de infiltração pode ser realizada por dois métodos: o Método do Gradiente ou Passivo e o Método do Aquecimento ou Ativo.

3.2.1 Método do Gradiente ou Passivo

O Método do Gradiente é utilizado para detectar, localizar e quantificar infiltração em estruturas hidráulicas, através da ocorrência natural dos gradientes e flutuações de temperatura entre a água retida nos reservatórios e o corpo da barragem. Ou seja, o método requer uma variação de temperatura entre o meio que envolve e interage com o cabo ótico (GOLTZ, 2011).

Através dos processos de condução e convecção do calor, variações de temperatura na água da barragem ou no ar (externas) se propagam para o interior do corpo da estrutura, influenciando na distribuição do campo térmico de temperatura interna (ROCHA, 2011).

Para a localização de anomalias o método requer poucas medidas, mas para a quantificação da infiltração exige medições regulares com intervalos de tempo curtos (GOLTZ, 2011).

3.2.2 Método do Aquecimento ou Ativo

O Método do Aquecimento é utilizado quando não existe um gradiente de temperatura suficiente entre o meio que envolve o cabo de fibra ótica e o que interage com ele. A técnica permite detectar a presença, o movimento de água e o regime de escoamento, pela avaliação da resposta térmica após a indução de calor externo, segundo Aufleger^(b) *et al.* (2007).

O calor é adicionado durante um certo intervalo de tempo, por uma corrente elétrica contínua ou alternada, em fios de cobre construídos ao longo da fibra ótica, que compõem um cabo ótico híbrido, conforme mostra a FIGURA 16.

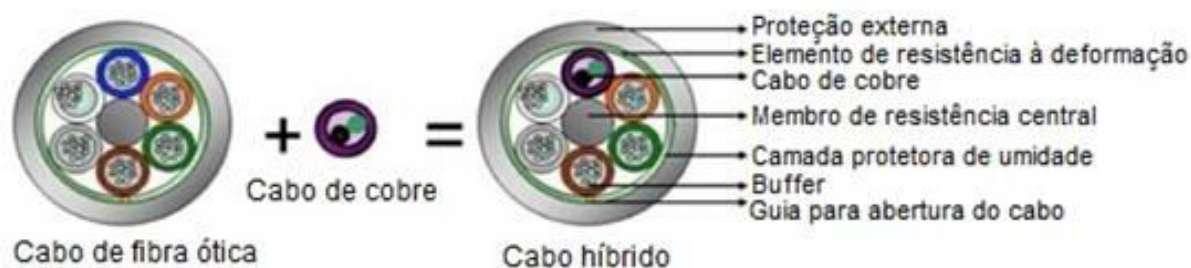


FIGURA 16 – CABO HÍBRIDO
 FONTE: Adaptado de SOLVERDE TECNOLOGIA (2012)

De acordo com Goltz (2011), o método está baseado na resposta térmica dos arredores do sensor, medida pela resistividade elétrica do cobre, e indica se o cabo está num meio úmido, parcialmente saturado ou completamente saturado e se há ou não fluxo de infiltração. Na ausência de infiltração em torno do cabo, o aumento da temperatura é regido por condução. Em caso de umidade em torno do cabo, o transporte de calor passa a ser por convecção, cujo aumento de temperatura nas secções com fluxo de infiltração de água é muito menor do que nos meios sem infiltração devido à dissipação de calor no meio. Em presença de infiltração, o método possibilita estimar a velocidade do fluxo.

A resposta térmica é avaliada pelas diferenças de temperaturas (ΔT) lidas na seção de referência (A) antes do aquecimento e na seção (B) durante o aquecimento, conforme a curva apresentada na FIGURA 17.

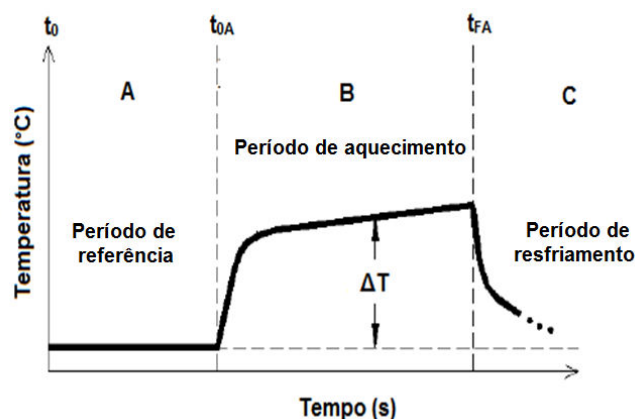


FIGURA 17 – CURVA DE AQUECIMENTO
 FONTE: Adaptado de ROCHA (2011)

Considera-se a seção de referência aquela cujas temperaturas são lidas a partir do tempo inicial do ensaio (t_0) até instantes antes do início do aquecimento dos cabos (t_{0A}). Já a seção de aquecimento compreende ao ciclo de aquecimento dos

cabos, iniciado em (t_{0A}) e finalizado instantes antes de se iniciar o resfriamento (t_{FA}). A última seção da curva diz respeito ao resfriamento (C), trecho em que se desliga o aquecimento dos cabos e o sistema volta ao estado inicial.

3.3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE MONITORAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO DE ESTRUTURAS

Dentre as pesquisas na área de monitoramento de estruturas e utilização de dispositivos e sensores óticos, citam-se a seguir as principais publicações.

Guerin *et al.* (1994) utilizaram sensores de fibras óticas, embutidos no concreto, para monitorar o estado de deformação de dois tipos de estruturas, uma retangular e armada, em que se realizaram testes de tração e compressão, e outra cilíndrica, sem armadura, experimentada apenas à compressão. Pelos resultados dos ensaios os autores concluem que é possível monitorar estruturas de concreto pelo uso de sensores de fibras óticas.

Ribeiro (1996) estudou teórica e experimentalmente, durante quatro anos, o processamento de sinal de sensores de fibra ótica; esquemas de multiplexagem, como topologias de rede de sensores, cuja técnica permite o envio de várias mensagens distintas e simultâneas através do mesmo canal de transmissão; tipos de sensores e técnicas de desmodulação de sinais.

Johansson (1997) avaliou variações de temperatura e resistividade em barragens de aterro, para detecção de infiltração, através de estudos termo-hidráulicos, experimentos laboratoriais e investigações de campo. Três métodos foram utilizados no monitoramento de barragens: da temperatura, da resistividade e por radar (*GPR – Ground Penetration Radar*). Os dois primeiros métodos detectam zonas de infiltração, enquanto o último mostra zonas de anomalias. De acordo com o pesquisador, a maior causa de falha em barragens de aterro é a perda de finos devido à erosão interna provocada por fluxos de infiltração que leva a um aumento da porosidade facilitando o fluxo de água e alterando a densidade do aterro.

Para avaliar deformações, Vries *et al.* (1997) aplicaram os sensores interferométricos extrínsecos de Fabry-Perot, internos e externos, em estruturas de concreto armado e em cabos compostos protendidos utilizados para reforço do

concreto, citando cuidados necessários para a instalação e a proteção dos sensores, assegurando o correto funcionamento da tecnologia.

Johansson e Farhaidiroushan (1999) testaram o sistema de fibras óticas distribuídas no monitoramento de infiltrações, através da variação de temperatura na barragem de aterro de Lövön, na Suécia. Foram coletadas temperaturas durante três meses. Os autores verificaram pelos resultados que é possível identificar zonas de infiltração através do monitoramento com fibras óticas, embora a precisão relativa do sistema não tenha sido de acordo com o esperado, pela forma de calibração utilizada.

Johansson, Farhaidiroushan e Parker (2000) aplicaram a tecnologia de fibras óticas em duas barragens. Na barragem de aterro de Lövön, na Suécia, monitorou-se infiltração através da variação do campo térmico, em fibras óticas distribuídas. Na barragem de enrocamento de Sädva, localizada no sul do Ártico, foram avaliadas deformações e a combinação entre temperatura e pressão, que ainda estava em desenvolvimento, para controle de infiltração na barragem e fundação. Os pesquisadores concluíram que a tecnologia de fibras óticas distribuídas é apropriada para o monitoramento geral de barragens.

Matos (2002) dissertou sobre a vida útil, o desempenho e a influência ambiental sofrida por instrumentos utilizados para a obtenção da tensão em estruturas de concreto. Os dispositivos para medida de tensão utilizados neste trabalho foram tensômetros e os extensômetros ou deformímetros, que fornecem a deformação em um ponto da estrutura e, a partir desta medida, obtém-se a tensão de forma indireta. Os testes foram feitos em laboratório e em campo, uma vez que tais instrumentos foram aplicados na Hidroelétrica de Itaipu. Através dos resultados verificou-se que o desempenho dos instrumentos depende das características construtivas e não é afetado pela temperatura do meio e, que a vida útil é superior nos dispositivos com maior campo de leitura.

Zhang *et al.* (2002) utilizaram-se da tecnologia de sensores de fibras óticas para monitoramento de deformação de materiais e estruturas. Testes laboratoriais foram realizados para comparar o desempenho dos sensores de Fabry-Perot com os sensores de Bragg frente à resposta térmica, testes de tração e de flexão. Uma aplicação da pesquisa foi feita no *deck* de concreto reforçado com fibras de polímeros da ponte Joffre Bridge, em Quebec. Pelos resultados obtidos verificou-se

que os sensores de Fabry-Perot apresentam boa resposta às variações térmicas e às condições de carregamento estática e dinâmica.

Gutiérrez (2003) propôs uma metodologia para o monitoramento e previsão do comportamento de barragens ao longo do tempo, admitindo a influência de fatores como o nível do reservatório, valores de cargas de pressão e medidas de vazão na fundação, através de técnicas auto-regressivas e por intermédio de redes neurais artificiais. Foram utilizados para a análise de valores de vazão e de cargas de pressão os dados medidos na instrumentação disponível na barragem Corumbá-I, do sistema Furnas Centrais Elétrica S.A., num período de seis anos.

Affonso (2004) revisou as técnicas de instrumentação de barragens de enrocamento para auxiliar o projeto e o processo de instrumentação de tais barragens. No trabalho foram desenvolvidos dois protótipos de instrumentos para medição de deslocamentos, cujos procedimentos de instalação foram otimizados, simulando situações reais encontradas em campo.

Para detectar infiltração e monitorar erosão interna em barragens de aterro, Johansson e Sjö Dahl (2004) compararam resultados de testes obtidos por inspeção visual e por medições de temperatura através de fibras óticas no pé à jusante da barragem de Røsvatn na Noruega. Os resultados foram iguais, mas os autores ressaltam que a inspeção visual exige habilidade do inspetor e depende das condições climáticas do local.

Aufleger *et al.* (2005) discutiram sobre o princípio de detecção de infiltração usando o método de monitoramento distribuído de temperatura que pode ser aplicado em BEFC. O estudo foi aplicado a Barragem Midlands, construída na República de Maurício, cuja superfície de vedação é asfáltica.

Zuffo (2005) propõe uma metodologia para avaliar a segurança de barragens, verificando que os principais fatores que levam a falta de segurança são a ausência de monitoramento contínuo, de documentação e de fiscalização desde o projeto até a operação.

A primeira medição de deformação por fibras óticas distribuídas, feita por Johansson e Watley (2005), foi em setembro de 2004, na barragem de Ajaure, na Suécia, quando o reservatório estava cheio. Em maio de 2005 os pesquisadores fizeram outros testes, com o reservatório num nível baixo de água, e compararam os resultados. Os valores também foram comparados com dados obtidos por inclinômetros. A diferença das medidas de deformação no período citado foi

pequena, indicando movimentos não significativos da barragem. Os resultados dos inclinômetros também indicaram pequenos deslocamentos da parte superior da barragem, levando os autores a validar a medição por fibras óticas e a concluir que trata-se de um excelente complemento à técnica convencional de utilização de inclinômetros. Dentro deste tema Johansson e Watley (2007), aplicaram a metodologia de fibras óticas em mais três barragens da Suécia, para medir deformação. Os resultados foram semelhantes aos dos testes realizados em 2004 e 2005.

Visando melhorar as condições de segurança e monitoramento, tomar ciência das características dos materiais e estruturas das barragens brasileiras e, contribuir na implantação de medidas de prevenção de patologias, Moser (2006) aplicou dois sistemas de instrumentação por fibra ótica, Redes de Bragg e Sensores de Raman, e um sistema de instrumentação convencional, instrumentação por corda vibrante, na barragem de concreto compactado com rolo (CCR) da UHE Fundão durante seu período construtivo. O estudo se limitou à medição da temperatura no controle de patologias em barragem de concreto, o que pode provocar a fissuração do concreto. Pelos resultados obtidos verificou-se que a distribuição de temperatura em maciços de CCR medida por fibra ótica foi mais abrangente que as demais técnicas estudadas.

Assis (2007), através do desenvolvimento de sistemas computacionais de apoio à aquisição, visualização, tratamento de dados e interpretação de resultados de estruturas monitoradas, analisou a influência da temperatura, retração e fluência em estruturas de concreto. Também foram estudados, neste trabalho, o planejamento, implantação e utilização de sistemas de monitoração de estruturas civis, como sensores e outros equipamentos. A instrumentação, que permitiu a medição de deformações, temperaturas, deslocamentos e rotações, envolveu equipamentos óticos, elétricos e sensores.

Para avaliar a estabilidade do talude de jusante da barragem de terra da Hidrelétrica de Piau, próxima a Belo Horizonte, Cruz (2007) verificou os instrumentos de três seções da barragem: ombreira esquerda, ombreira direita e central, reparando alguns para recuperar a confiabilidade do sistema de instrumentação. Análises de percolação e de estabilidade foram realizadas com o apoio do programa comercial *GeoSlope*, cujos resultados constataram a estabilidade da barragem.

O foco do trabalho desenvolvido por Machado (2007) foi a instrumentação de barragens de contenção de rejeitos, para análise da operacionalidade e segurança das mesmas. A pesquisa englobou: técnicas, metodologia de instalação, leitura, erros de interpretação de dados e a aplicabilidade de cada instrumento na auscultação de tais barragens.

As barragens de CCR foram o foco dos trabalhos desenvolvidos por Conrad, Hoepffner e Aufleger (2007) e por Conrad e Aufleger (2007). As pesquisas investigam fissuras de origem térmica que ocorrem no concreto massa, através de fibras óticas distribuídas e de um dispositivo desenvolvido na Universidade de Munique, que fornece dados de tensão e temperatura.

Aufleger^(a), Goltz e Conrad (2007), descreveram algumas vantagens da medição de temperaturas, em grandes barragens de CCR, através do sistema de fibras óticas distribuídas, comparadas com o sistema convencional de monitoramento de temperaturas. Segundo os autores, o monitoramento das estruturas fornece informações importantes sobre densidade, durabilidade e confiabilidade do sistema estrutural. Verificou-se neste trabalho que o aparecimento de fissuras em barragens de CCR se deve, principalmente, aos efeitos térmicos que ocorrem no concreto massa.

Num outro trabalho, Aufleger^(b) *et al.* (2007), discorreram sobre os métodos de detecção de infiltração, através do monitoramento de temperaturas, aplicáveis em barragens e canais.

Dentro deste contexto, para monitorar a infiltração de água em barragens da Suécia, Johansson e Sjö Dahl (2007) utilizaram sensores de fibras óticas distribuídos para medição de temperatura. De acordo com os autores, o método de monitoramento de percolação de água se dá a partir da variação da temperatura que ocorre na superfície da água de lagos, reservatórios e rios. Assim, a variação de temperatura dentro da barragem indica o fluxo de percolação de água na mesma. De forma geral, temperaturas constantes indicam pequenas infiltrações nas barragens e grandes variações de temperatura podem indicar infiltrações significativas.

Watzko (2007), por outro lado, dissertou sobre a evolução das BEFC no Brasil, estudando a mecânica dos enrocamentos, a trajetória de tensões e consequentes deformações que ocorreram na Barragem de Itá, através do uso de instrumentos de monitoramento.

De acordo com Quispe (2008), através do monitoramento de barragens de terra e enrocamento é possível avaliar a vazão, os gradientes hidráulicos e poropressões, estimando o risco do fluxo de água no corpo da barragem, bem como de sua fundação e ombreiras.

Hoepffner (2008) aplicou os sensores de fibras óticas distribuídas no monitoramento de deformações de estruturas. Com a aplicação da tecnologia foi possível identificar fissuras e avaliar a largura das mesmas, em uma viga e um pilar em concreto armado e, em um bloco de CCR, através de testes laboratoriais. Leituras de deformação na barragem da UHE de Fundão foram realizadas. Ainda foram analisados deslizamentos de terra nos Alpes Alemães e realizados testes para verificação da deformação e precisão de vários tipos de cabos óticos.

Em outro trabalho, Hoepffner *et al.* (2008) estudaram o monitoramento e técnicas de avaliação de dados, por sensores distribuídos, de estruturas hidráulicas e seus reservatórios. Segundo os autores, a instalação permanente de sensores de temperatura e deformação pode fornecer informações sobre o estado da barragem e ao mesmo tempo monitorar o escorregamento de terra das encostas do reservatório. O ideal, para os pesquisadores, é aliar o monitoramento com fibras óticas da barragem e encostas com outras formas de monitoramento.

Com o objetivo de obter, analiticamente, as deflexões e momentos fletores na face de concreto de barragens de enrocamento, Ramos (2009) utilizou-se do monitoramento por eletrônicos instalados ao longo de quatro seções da Barragem de Mazar que fica no Equador. O trabalho descreve a montagem, calibração e instalação dos 80 (oitenta) eletrônicos, que possibilitaram a observação do comportamento da laje de concreto. Algumas rotinas e a criação de uma interface gráfica foram desenvolvidas para a interpretação dos resultados, que indicaram com precisão os deslocamentos e regiões críticas de atuação de momentos fletores.

Aufleger *et al.* (2009) dissertam sobre o uso de medições de temperaturas, obtidas por sistema de fibras óticas distribuídas, na detecção de vazamentos e infiltrações em BEFC. A metodologia foi aplicada na barragem de enrocamento com superfície de vedação asfáltica de Ohra, na Alemanha. Com este monitoramento foi possível detectar com exatidão a localização das infiltrações facilitando a reparação da estrutura.

Sheffer *et al.* (2009) apresentaram um resumo do estado da arte na aplicação de métodos para monitoramento de infiltração e erosão interna em

barragens de aterro. Discorreu-se sobre o método passivo de medição de temperatura; método da resistividade, baseado na capacidade de condutividade elétrica dos materiais do solo, indicando mudança nas condições iniciais do solo provocada por erosão interna e, método do autopotencial, que mede a ocorrência de potenciais elétricos no solo, ligados ao fluxo de infiltração.

Straubaar, Gunsteren e Moll (2009) fizeram algumas considerações sobre barragens de enrocamento altas. Alguns testes e observações foram realizados na barragem de enrocamento com face de concreto, Nam Ngum 2, que estava em fase de construção em Laos. Em relação às deformações do enrocamento os autores consideram não preocupante, desde que a barragem e fundação sejam bem projetadas. Assume-se que os assentamentos de barragens são uma função simples da altura da barragem e que eles, frequentemente, não são superiores a 1% da altura de enchimento compactado e apresentam deformações horizontais menores que 50% dos assentamentos. Alguns fatores que influenciam as deformações de barragens de enrocamento são: forma e tamanho das partículas do assentamento, que estão diretamente ligadas ao módulo de deformação; graduação do enrocamento; umidade e compactação do enrocamento; nível de tensão e resistência das partículas das rochas, responsáveis pela degradação da barragem. Pela instrumentação o desempenho da barragem pode ser acompanhado tanto na fase construtiva quanto no enchimento do reservatório e na operação da barragem em longo prazo.

Zeni (2009) discute sobre a utilização da tecnologia de fibras óticas no monitoramento de estruturas, enfatizando os sensores de Brillouin.

Os sensores de Brillouin também foram abordados por Iten *et al.* (2009), que os utilizaram no monitoramento de deslocamentos diferenciais e deslizamentos em solos.

Marques Filho, Filloy e Calcina (2009) apresentaram estudos e testes realizados antes e durante a construção da BEFC *El Cajón*, México, para otimizar a concepção da barragem, entender e prever a mecânica do comportamento da mesma. Os autores compararam resultados de testes experimentais e de modelos matemáticos com estudos baseados em experiências anteriores e verificaram que os ensaios experimentais fornecem bons resultados frente a imprecisão de resultados matemáticos, cuja dificuldade está na obtenção dos parâmetros representativos da realidade do enrocamento.

Ribeiro (2009) descreve os principais sensores de fibras óticas utilizados em obras geotécnicas e cita algumas aplicações da tecnologia em: barragens, túneis, taludes, infraestruturas ferroviárias, pontes e oleodutos.

Khan *et al.* (2010), para identificação de infiltrações em estruturas hidráulicas, apresentaram dois métodos de processamento dos dados de leituras de temperaturas, obtidos com os sensores do tipo DTS (*Distributed Temperature Sensor*). Segundo os autores as temperaturas obtidas requerem métodos de análise devido à influência de fatores como drenos, resposta do solo em que a fibra está enterrada, variações sazonais de temperatura, precipitações, heterogeneidade do solo, entre outros, que podem mascarar uma real fuga de água. A pesquisa foi aplicada em barragens francesas.

Beck *et al.* (2010) utilizam um sistema de fibras óticas distribuídas para detectar fluxo de água em barragens de aterro, através de medições de temperatura.

O desempenho do monitoramento térmico do maciço da barragem de CCR da UHE Fundão foi estudado por Lacerda e Soares (2010), que utilizaram o método distribuído de medição de temperaturas com fibras óticas tipo Raman. O monitoramento foi realizado durante cinco anos, cujas medições possibilitaram a geração de imagens dos campos térmicos das leituras realizadas e a avaliação dos gradientes térmicos no interior do maciço. Os resultados obtidos foram de acordo com o esperado, validando a aplicação do método de medições com fibras óticas para avaliações termo-estruturais da barragem.

O trabalho desenvolvido por Henault *et al.* (2010) envolve instrumentos optoeletrônicos disponíveis comercialmente e cabos de sensoriamento utilizados no monitoramento estrutural, focando os sensores distribuídos de temperatura e deformação. Duas aplicações são mostradas: detecção de infiltração em diques usando sensores distribuídos e monitoramento de estruturas de concreto por respostas de deformação e temperatura.

Almeida (2010) compara os dados da instrumentação da barragem de Irapé, localizada em Minas Gerais, com os obtidos a partir de uma análise numérica realizada no programa *SIGMA*. Os dados de entrada do programa foram obtidos de ensaio triaxial realizado para o cascalho que compõem o núcleo da barragem. Os resultados mostraram-se satisfatórios para a previsão de tensões e superiores para os valores de recalques quando comparados aos dados da instrumentação.

Jarek^(a) *et al.* (2011) aplicaram o método de monitoramento distribuído de temperaturas e a tecnologia DTS (*Distributed Temperature Sensor*) para simular a detecção, através de ensaio experimental, de infiltração devido falha na junta entre o plinto e a laje de concreto de barragens de enrocamento. O princípio de funcionamento do método, que é influenciado pela condição de umidade, está relacionado ao transporte de calor em solos. A simulação foi realizada em uma caixa metálica com areia e com uma camada de geotêxtil. Em uma região definida foi introduzida água, por meio de um funil. Através do aquecimento da fibra ótica identificou-se, por diferença de temperatura, a infiltração no solo.

Enfatizando o monitoramento de vigas de concreto armado, Jarek^(b) *et al.* (2011) instalaram sensores de deformação e cabos óticos pré-tensionados, ambos fixados na armadura das vigas, para detecção das deformações por meio de redes de Bragg e sensores distribuídos tipo DTSS (*Distributed Temperature and Strain Sensors*), através de ensaios experimentais. No trabalho também foi realizada modelagem computacional tridimensional das vigas, para comparação de resultados, utilizando o *software Ansys*, versão 12.0, que tem como base o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Rocha (2011) aplicou a tecnologia de fibra ótica distribuída no monitoramento geotécnico e análise do grau de saturação em solo arenoso, uma vez que a água atua como agente redutor da resistência ao cisalhamento nos solos. A partir de modelos construídos em laboratório, utilizou-se o método do aquecimento para leituras de temperaturas, correlacionando-as com o grau de saturação dos solos.

No trabalho de Courivaud *et al.* (2011) apresenta-se a descrição do sistema de monitoramento com fibras óticas para detecção de infiltração em estruturas hidráulicas de barragens e diques, com medições de temperatura distribuída e de deformações.

Com o objetivo de investigar o desenvolvimento do sistema de medição de temperaturas, com fibras óticas distribuídas, para monitoramento de infiltração e detecção de erosão interna em barragens de enrocamento e suas fundações, Goltz (2011) estudou o efeito do carregamento mecânico nos cabos de fibras óticas; realizou testes de laboratório com diferentes tipos de cabos e solos; revisou a abordagem de processamento, análise dos dados e velocidade crítica da infiltração que causa transporte de partículas.

O método ativo de monitoramento de temperaturas foi aplicado por Aufleger *et al.* (2011) na barragem de enrocamento com núcleo asfáltico de Knezovo, na Macedônia. Verificou-se nas primeiras medições de temperatura com fibra ótica distribuída a funcionalidade do sistema para detecção de infiltração.

Outro trabalho que fez uso do método ativo, para monitoramento de infiltrações através de leituras de temperaturas, foi o de Etzer, Auflegeler e Dornstädter (2012). O estudo de caso foi realizado num canal reconstruído no sul da Rússia. Concluiu-se que o uso da tecnologia de fibras óticas se aplica a inúmeros problemas hidráulicos de engenharia.

Glisic e Inaudi (2011) aplicaram sensores de Brillouin em estudos experimentais e posteriormente na ponte Götaälvbron em Gotemburgo na Suécia, para o monitoramento e controle da integridade estrutural em longo prazo, baseando-se na detecção e caracterização de mudanças locais de deformações geradas por dano (fissuras).

Também usando os sensores de Brillouin, Imai e Feng (2012) os aplicaram em um prisma de concreto para a detecção, localização e quantificação de fissuras no prisma.

Thomson (2013) estudou que o custo de operação de um sistema de monitoramento da saúde estrutural para a vida útil da estrutura é menor que 1% do custo da estrutura e que a vida útil de uma estrutura pode ser prolongada através de testes e monitoramento que assegurem sua capacidade e segurança.

A partir da instalação de uma rede de sensores, Lorenzoni *et al.* (2013) monitoraram durante um ano e meio a integridade estrutural da Arena de Verona, na Itália, analisando os deslocamentos estáticos e a variação dos parâmetros modais fundamentais (frequências naturais, coeficientes de amortecimento e modos de vibração).

O monitoramento da integridade estrutural da barragem *Fei-Tsu*, em Taiwan, foi estudado por Lew e Loh (2014), a fim de analisar as deformações estáticas que ocorrem em longo prazo em função de parâmetros físicos medidos. Os pesquisadores usaram fios de prumo e feixes de laser para verificar a presença de deformações, cujos valores são comparados com uma modelagem que utiliza a técnica dos mínimos quadrados para minimizar o erro residual entre as deformações medidas e as obtidas matematicamente. Conclui-se que os parâmetros que mais influenciam a medição das deformações são as variações de temperatura locais e do

nível de água da barragem. De acordo com os pesquisadores a técnica de modelagem proposta pode ser utilizada para a previsão da deformação de longo prazo com base no nível de água medido e temperatura.

Baseando-se em testes estáticos e dinâmicos é apresentada em Bukenya, Moyo e Beushausen (2014) uma revisão bibliográfica sobre o monitoramento da integridade estrutural de barragens de concreto. Verificou-se para o monitoramento estático de barragens que a literatura tem poucos exemplos de estudos nos quais diferentes métodos de análise de dados são comparados e nos estudos em que os métodos foram comparados os resultados não são apresentados de forma suficientemente objetiva. Em relação aos resultados de testes dinâmicos, percebeu-se a influência dos seguintes fatores: interação fluido-estrutura; deformabilidade da fundação e o comportamento não-linear de fissuras, que podem alterar as propriedades dinâmicas (frequências naturais) da estrutura. Em relação à detecção de danos, poucos ensaios têm sido feitos. A análise por elementos finitos em monitoramento dinâmico, por meio de testes de vibração ambiental, é outra área que ainda não foi totalmente explorada. Conclui-se que o monitoramento estrutural de barragens ainda está em fase inicial de implantação, apesar dos avanços recentes em tecnologias de detecção e metodologias de análise de dados.

3.4 COMENTÁRIOS SOBRE O CAPÍTULO DE MONITORAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO DE ESTRUTURAS

Em função da revisão apresentada neste estudo, os seguintes aspectos devem ser salientados:

- A infiltração em barragens é fator decisivo para a ocorrência de acidentes e de possível colapso das mesmas;
- Os sistemas de monitoramento por meio de fibras óticas apresentam ótimo desempenho para a detecção de prováveis infiltrações, associadas a mudanças no campo de temperaturas;
- Uma das causas de infiltração através de lajes de concreto é a fissuração das mesmas que, quando ocorre de forma generalizada, pode estar associada a uma mudança de permeabilidade do meio. No próximo

capítulo, a associação entre dano no concreto e perturbação na permeabilidade é revisada;

- Como será visto no próximo capítulo, poucas referências que relacionam o dano do concreto com a modificação de sua permeabilidade foram encontradas, porém os estudos não apresentam relação com a perturbação do campo térmico decorrente do fluxo através de meio mais permeável.

Esses pontos são relevantes nas definições do presente trabalho pois, com a metodologia aqui proposta, pretende-se identificar as regiões de maiores danos no concreto, caso existam, orientando a correta instalação dos cabos de fibras óticas.

4 CONCRETO

Neste capítulo são apresentadas informações breves sobre processos de transporte e fluxo de água no concreto (material poroso). A ideia é entender o conceito de permeabilidade e verificar sua aplicação em trabalhos publicados, para se chegar à relação entre permeabilidade e dano mostrada no capítulo 6.

4.1 PROCESSOS DE TRANSPORTE

Segundo Basheer, Kropp e Cleland (2001), a versatilidade do concreto e a combinação única com o aço tornou a aplicação do concreto armado, em construções, a mais popular do mundo. Apesar disto, pouco se conhece sobre a performance do material ao longo do tempo, como a deterioração, por exemplo.

A integridade do concreto é alterada pela penetração de íons, líquidos e gases no material, que pode ocorrer devido às combinações de pressões diferenciais de ar ou de água, umidade e temperatura (BASHEER, KROPP E CLELAND, 2001).

Dependendo da força motriz e da natureza da matéria transportada, os processos de transporte através de concreto se classificam em: absorção, difusão e permeabilidade.

A absorção é o transporte de líquidos em sólidos porosos devido à tensão superficial que age nos capilares do material. O fenômeno, de acordo com Basheer, Kropp e Cleland (2001), está relacionado com a estrutura dos poros e com o estado de umidade do concreto.

A difusão é o processo pelo qual a matéria é transportada de uma parte à outra de um sistema, devido ao gradiente de concentração. Esse transporte é mais rápido em gases do que em líquidos e sólidos (BASHEER, KROPP E CLELAND, 2001).

A permeabilidade é definida como a propriedade de um meio que caracteriza a facilidade de passagem de um fluido através dele, sob a ação de um diferencial de pressão (BASHEER, KROPP E CLELAND, 2001).

Como este trabalho envolve análise de dano provocado por infiltrações, geradas por pressão hidrostática na fase de enchimento da BEFC, a permeabilidade será o processo de transporte de fluido de interesse no estudo.

4.2 FLUXO EM MEIOS POROSOS

O concreto é considerado um meio poroso, constituído por partículas sólidas granulares que geram a matriz sólida, com interstícios ou poros entre si, que formam pequenos canais possibilitando a passagem de fluidos. De acordo com Kukla (2010) os poros ou espaços vazios são ocupados pela combinação de fases fluidas, como a água ou o ar (gás). Quando os vazios do meio estão totalmente preenchidos por líquido este meio é considerado saturado. A designação de meio insaturado se refere ao não preenchimento completo dos vazios por líquido.

O fluxo no estado estacionário é descrito pela Lei de Darcy, equação (4), em que se observa uma proporcionalidade com o gradiente hidráulico (CELERI, BERNARDES E RODRIGUES, 2004):

$$v = \frac{Q}{A} = -Ki = -K \frac{dh}{dL} \quad (4)$$

Em que:

v é a velocidade aparente de fluxo;

Q é a taxa de fluxo;

A é a área da seção transversal de fluxo;

i é o gradiente hidráulico;

dh é a perda de carga ao longo de um percurso do fluxo;

dL comprimento do percurso;

K é o coeficiente de permeabilidade.

A Lei de Darcy generalizada para qualquer fluido, com condições de fluxo viscoso, que flui em qualquer direção através de um material poroso, é dada por (CELERI, BERNARDES E RODRIGUES, 2004):

$$v = \frac{Q}{A} = -\frac{k}{\mu} \frac{dP}{dL} \quad (5)$$

Em que:

dP é a perda de pressão ao longo do percurso de fluxo dL ;

μ é a viscosidade do fluido;

k é a permeabilidade intrínseca do meio poroso, com as dimensões de área, que dependem das características do meio poroso e é independente das características do fluido que governam o fluxo.

De acordo com Piermatei Filho (2006), o escoamento de um meio poroso saturado se dá por diferença de altura piezométrica entre dois pontos ou duas seções. A circulação de líquido nos capilares é lenta, em razão das reduzidas dimensões transversais dos mesmos. Com isso, a velocidade de infiltração é baixa e o escoamento é considerado laminar. Assim, existe uma proporcionalidade entre a velocidade e a perda de carga unitária. Neste caso, aplica-se a Lei de Darcy, apresentada na equação (4).

A formulação bidimensional da equação do fluxo é apresentada no trabalho de Celeri, Bernardes e Rodrigues (2004), considerando um regime de fluxo permanente em um elemento poroso de dimensões dx e dy , com escoamento nulo na direção z e velocidade da água que entra no elemento representada pelas componentes v_x e v_y (FIGURA 18).

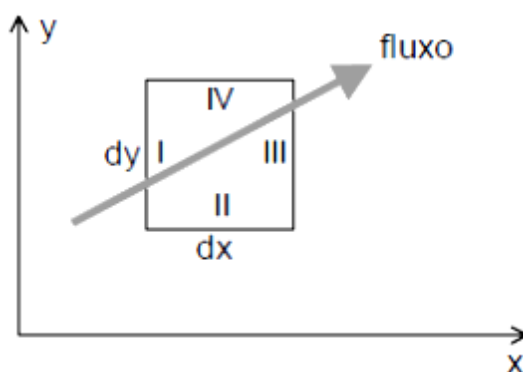


FIGURA 18 – ELEMENTO BIDIMENSIONAL SUJEITO A UM FLUXO
FONTE: CELERI, BERNARDES E RODRIGUES (2004)

Na face I, a velocidade de escoamento é v_x , na face II, v_y e nas faces III e IV têm-se, respectivamente:

$$v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \quad (6)$$

$$v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \quad (7)$$

Considerando o regime permanente, com meio saturado e incompressível, expressa-se a vazão pelo produto da área da seção transversal e velocidade do fluxo (equação 4). Assim, tem-se no lado esquerdo da equação (8) a vazão de entrada e no lado direito a vazão de saída:

$$v_x dy + v_y dx = \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx \quad (8)$$

Agrupando-se os termos semelhantes da equação (8), obtém-se a Equação da Continuidade:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0 \quad (9)$$

As componentes da velocidade do fluido, pela Lei de Darcy para fluxo bidimensional da equação (8), escritas em função das componentes do gradiente hidráulico se tornam:

$$v_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad (10)$$

$$v_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \quad (11)$$

Aplicando as equações (10) e (11) na (9), obtém-se a Equação de Laplace, que descreve o fluxo em meio poroso:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (12)$$

A solução da equação (12) é composta por duas famílias de curvas, que são funções constantes e ortogonais entre si. A função potencial Φ é representada por curvas, ou linha equipotenciais, cujos pontos têm a mesma carga hidráulica 'h'. A função de fluxo Ψ representa as linhas de fluxo pelas quais se constituem as trajetórias de percolação da água, estas linhas delimitam canais de fluxo onde a vazão de água é constante (CELERI, BERNARDES E RODRIGUES, 2004).

As duas famílias de curvas juntas formam a rede de fluxo, conforme a FIGURA 19.

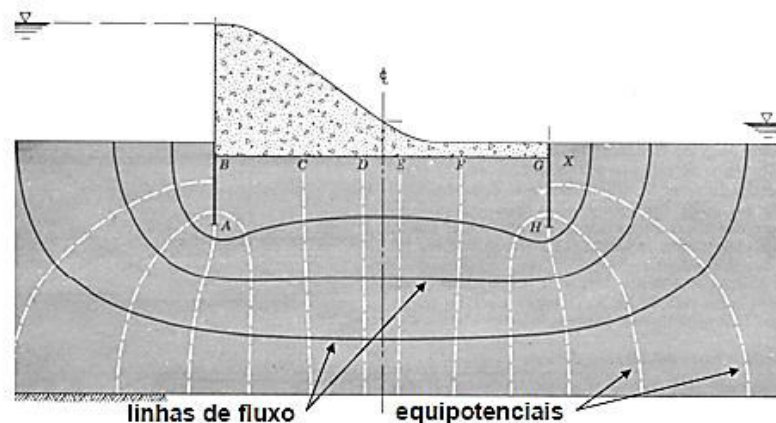


FIGURA 19 – REDE DE FLUXO
 FONTE: CELERI, BERNARDES E RODRIGUES (2004)

4.3 TRABALHOS PUBLICADOS SOBRE PERMEABILIDADE DO CONCRETO

De acordo com Torrente e Frenzer (1995), a permeabilidade do concreto é o fator principal na determinação da durabilidade de estruturas. Os autores relatam que, segundo o *CEB-FIP Model Code* de 1990, a resistência à compressão por si só não fornece uma medida completa da durabilidade do concreto porque a durabilidade depende, primeiramente, das propriedades da superfície das peças, que permitirão o ingresso de substâncias agressivas para o interior da estrutura. Assim, a partir de ensaios não destrutivos, os autores determinaram o coeficiente de permeabilidade do concreto, cuja metodologia foi baseada na criação de vácuo na superfície do concreto e no monitoramento da taxa de pressão que aparece na câmara de testes após a interrupção do vácuo.

Para Basheer, Chidiact e Long (1996), a deterioração do concreto, que leva ao início e extensão de danos estruturais, é altamente influenciada pelas propriedades de permeabilidade e resistência à fratura. O parâmetro que leva à deterioração prematura do concreto é o ingresso de umidade na estrutura. Assim, a permeabilidade pode ser usada para medir a durabilidade do concreto. Nesse contexto, os autores apresentam a relação entre mecanismos de deterioração e a permeabilidade do concreto. Os pesquisadores concluem que a durabilidade de estruturas de concreto depende das propriedades de permeabilidade, absorção e difusão de agentes agressivos e, da microestrutura do concreto, que envolve: a

qualidade dos insumos; o método de fabricação: mistura, transporte, lançamento, adensamento; a cura e tratamento da superfície e, o histórico de carregamento da estrutura.

Segundo Wang *et al.* (1997) a deterioração do concreto está relacionada com sua permeabilidade seguindo uma reação em cadeia, pois o concreto quando sujeito a carregamentos ou temperaturas extremos fatura e essas fissuras aumentam sua permeabilidade que, por sua vez, permitem maior penetração de água ou íons quimicamente agressivos no material, provocando aumento da fissuração ou deterioração do concreto. Para entender esse mecanismo de deterioração os autores estudaram a relação entre as características das fissuras do concreto e a permeabilidade, através de testes laboratoriais, com larguras de fissuras diferentes. O coeficiente de permeabilidade obtido para aberturas de fissuras de 300 a 400 μm foi entre 10^{-3} e 10^{-2} cm/s, enquanto para o concreto não fissurado tal coeficiente permanece em torno de 10^{-10} e 10^{-9} cm/s. A partir dos ensaios os pesquisadores concluíram que a permeabilidade aumenta com a largura das fissuras.

No trabalho desenvolvido por Aldea, Shah e Karr (1999) estudou-se a relação entre a fissuração e permeabilidade à água, cujos testes foram aplicados para pasta de cimento, argamassa, concreto normal e concreto de alta resistência. Pelos resultados verificou-se que a permeabilidade aumenta significativamente com a largura da fissura. Para fissura acima de 100 μm o concreto comum apresentou o maior coeficiente de permeabilidade, enquanto o menor valor foi identificado para a argamassa.

Tratando-se do teor de umidade no concreto, Ohdaira e Masuzawa (2000) verificaram que a partir de testes de ultrassom é possível avaliar a quantidade de água no concreto e estimar sua resistência. A velocidade de propagação do pulso ultrassônico é mais alta quanto maior for o teor de umidade do concreto.

O trabalho apresentado por Picandet, Khelidj e Bastian (2001) procurou caracterizar o efeito de fissuras induzidas por carga externa cíclica de compressão na permeabilidade ao ar do concreto após a descarga. Quando a carga aplicada tem magnitude de 90% da resistência última microfissuras são observadas nas amostras ensaiadas, provocando alterações na permeabilidade do concreto. Pelos ensaios observou-se que o aumento da permeabilidade está diretamente relacionado com a tensão máxima durante a aplicação da carga e se deve à formação de uma rede que

interliga as microfissuras. Mesmo após o descarregamento das amostras esta rede não se fecha completamente e com isso, o dano das peças é irreversível. Apesar das dificuldades em alcançar experimentalmente uma determinação precisa, os autores verificaram que o dano, observado pela redução do módulo de elasticidade do material, aumenta a permeabilidade do concreto, cuja relação é dada por:

$$\frac{k_{V(d)}}{k_{V0}} = \exp[(\alpha d)^\beta] \quad (13)$$

Em que:

$k_{V(d)}$ é a permeabilidade intrínseca do material danificado;

k_{V0} é a permeabilidade intrínseca inicial do material;

$0 < d < 0,18$ é a variável escalar de dano;

α e β são constantes, cujos valores respectivos são 11,3 e 1,64.

Para relacionar a permeabilidade e difusão do concreto com a variação da temperatura entre 20°C e 80°C, Jooss e Reinhardt (2002) testaram onze tipos de concreto. Os pesquisadores verificaram que a permeabilidade depende em maior grau da viscosidade da água e em menor grau da densidade da água. A influência da temperatura na permeabilidade foi descrita pelos pesquisadores como:

$$\chi(T) = \frac{k(T)}{k_{20^\circ\text{C}}} = \frac{\rho(T)}{\rho_{20^\circ\text{C}}} \frac{\eta_{20^\circ\text{C}}}{\eta(T)} \quad (14)$$

Em que:

$\chi(T)$ é o fator que representa a influência da temperatura na permeabilidade;

k é o coeficiente de permeabilidade;

ρ é a densidade da água;

η é a viscosidade da água.

A influência da temperatura no coeficiente de difusão, assumindo que a água se comporta como um gás ideal, foi descrita por:

$$D = \frac{\sqrt{2}V_0}{2\pi Ld^2} \left(\frac{T}{T_0}\right)^{\frac{3}{2}} \quad (15)$$

Em que:

d é o diâmetro da molécula;

L é o número de Avogadro;

V_0 é o volume do gás (ar) a 273 K = 22,414 cm³;

T é a temperatura do ensaio, em Kelvin (K);

$T_0 = 273$ K.

A partir dos resultados da pesquisa, Jooss e Reinhardt (2002) concluíram que o aumento de temperatura leva a um aumento de permeabilidade e difusão do concreto.

Em outro trabalho, Reinhardt e Jooss (2003) ensaiaram concretos de alta resistência, para estabelecer a dependência da permeabilidade e do comportamento de auto-cura do concreto fissurado, com fissuras de 0,05 e 0,20 mm, em função da temperatura, que variou entre 20°C, 50°C e 80°C. A lei de *Hagen-Poiseuille* foi utilizada para descrever o fluxo de infiltração no concreto fissurado, segundo a equação (16):

$$Q_{r0} = \xi \frac{w^3 \Delta p l}{\eta d} \quad \left(\frac{m^3}{s} \right) \quad (16)$$

Em que:

Q_{r0} é a taxa de fluxo;

ξ é o parâmetro da rugosidade do material;

w é a largura da fissura;

l é o comprimento da fissura;

d é a espessura do corpo de prova;

η é a viscosidade da água;

ρ é a densidade da água;

g é a aceleração da gravidade;

h_1 é a carga hidráulica com $\Delta p = \rho g h_1$.

Substituindo Δp na equação (16), tem-se:

$$Q_{r0} = \xi h_1 \frac{g w^3 l \rho}{d \eta} \quad (17)$$

Reescrevendo a equação (17) resulta:

$$Q_{r0} = \xi h_1 \frac{gl}{d} w^3 \frac{\rho}{\eta} \rightarrow Q_{r0} = \xi h_1 \frac{gl}{d} K \quad (18)$$

Na equação (18), K é chamada permeabilidade em presença de fissura, que depende em maior grau da viscosidade da água e em menor grau da densidade da mesma.

A dependência da permeabilidade com a largura da fissura e temperatura é representada pela relação não-linear da FIGURA 20.

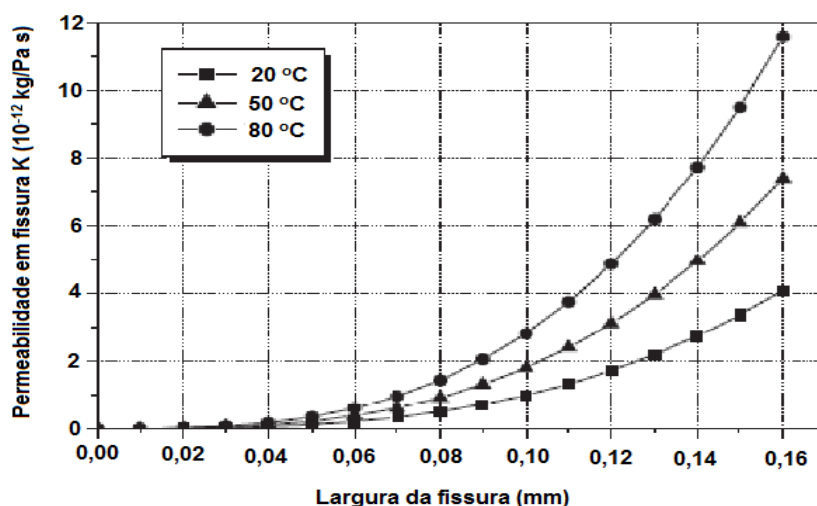


FIGURA 20 – DEPENDÊNCIA DE K COM A LARGURA DA FISSURAÇÃO E TEMPERATURA
 FONTE: Adaptado de REINHARDT E JOOSS (2003)

Pelos resultados verificou-se que o transporte de água no concreto fissurado aumenta com a temperatura e depende da abertura das fissuras, ou seja, quanto maior a temperatura e a abertura das fissuras maior é a permeabilidade. O processo de auto-cura do concreto foi mais rápido em temperaturas mais altas para fissuras menores.

De acordo com Claisse *et al.* (2003), a durabilidade do concreto depende das propriedades de permeação da superfície. Com o objetivo de calcular a permeabilidade intrínseca e observar os diferentes resultados para a mesma propriedade física do concreto, alguns testes foram realizados: teste com aplicação de vácuo em buracos feitos no concreto, teste de absorção inicial de superfície e teste de permeabilidade à alta pressão. Apesar de algumas diferenças de valores absolutos, os resultados dos testes mostraram boa correlação.

Gawin, Pesavento e Schrefler (2002) descreveram numericamente os efeitos do dano na permeabilidade intrínseca do concreto. A formulação é aplicada a estruturas de concreto de alta resistência sob a ação de altas temperaturas. Considerando-se apenas o comportamento mecânico do concreto a permeabilidade ao ar (gás) tem-se:

$$k = k_0 \cdot 10^{A_D D} \quad (19)$$

O modelo que acopla altas temperaturas, permeabilidade ao ar (gás) e dano é apresentado por:

$$k = k_0 10^{A_T(T-T_0)} \left(\frac{\rho_g}{\rho_0} \right)^{A_p} 10^{A_D D} \quad (20)$$

Em que:

k é a permeabilidade intrínseca atual do material;

k_0 é a permeabilidade intrínseca;

A_D é um parâmetro igual a 4;

D é a variável de dano;

A_T e A_p são constantes que dependem do tipo de material e da abertura da fissura;

$T_0 = 293,15 \text{ K}$ é a temperatura de referência;

$\rho_0 = 101325 \text{ Pa}$;

ρ_g é a pressão do gás.

A facilidade de passagem de um fluido através dos poros ou vazios de um meio também foi estudada por Strufaldi (2004), que atualizou o campo de permeabilidade da barragem de terra de Jaguari, situada em Bragança Paulista, com base em leituras piezométricas e aplicação da retroanálise probabilística.

Para entender o comportamento hidráulico da UHE Engenheiro Sérgio Motta – Usina e Eclusa Porto Primavera, Celeri, Bernardes e Rodrigues (2004) identificaram os coeficientes de permeabilidade do maciço rochoso da fundação de um bloco de concreto que faz parte das estruturas dos vertedouros. O estudo foi realizado pela técnica de retroanálise, solucionada pelo programa *Geo-Slope*, com base no MEF, a partir das leituras obtidas em piezômetros e medidores de vazão instalados na fundação.

Para Banthia, Biparva e Mindess (2005) a permeabilidade é a propriedade de maior importância na durabilidade a longo prazo do concreto. Assim, os pesquisadores mediram a permeabilidade do concreto em presença de tensão de compressão e estudaram a influência de tais tensões em concretos de pouca idade, de 1 a 3 dias. Pelos resultados observou-se que a permeabilidade depende do histórico de tensões, aumentando significativamente com a aplicação de altas tensões de compressão.

Dal Pont, Schrefler e Ehlacher (2005) propuseram um modelo termo-hidro-químico-mecânico simplificado para descrever a evolução da permeabilidade intrínseca ao ar do concreto sob altas temperaturas, dada por:

$$k = k_0 \cdot 10^{\alpha D} \quad (21)$$

Em que:

k é a permeabilidade intrínseca atual do material;

k_0 é a permeabilidade intrínseca;

D é a variável de dano;

α é um coeficiente que leva em conta diferentes taxas de aquecimento e/ou diferentes tipos de concreto.

Segundo os autores, mais testes experimentais precisam ser realizados para a extensão da lei.

De acordo com Navarro *et al.* (2006), a distribuição de umidade no concreto tem papel fundamental na durabilidade e performance das estruturas. O teste mais simples de permeabilidade descrito pelos pesquisadores é o da verificação da mudança de nível de água em um tanque, cuja amostra de concreto fica submersa. Como o concreto é um material de baixa permeabilidade, encontrar o coeficiente de permeabilidade do mesmo pode levar muito tempo. Dessa forma, os pesquisadores propuseram um método para encontrar parâmetros do concreto frente ao escoamento de água. Os testes foram feitos em amostras cilíndricas de concreto, com a lateral protegida por uma membrana impermeabilizante. Água pressurizada foi injetada na base dos corpos de prova, enquanto o topo fica exposto à pressão atmosférica, para evitar o desenvolvimento de pressão de gás que dificulta a subida da água. Percebeu-se que na medida em que o concreto satura, a permeabilidade

aumenta, porém o gradiente hidráulico diminui. Assim, a condição de um concreto parcialmente ou totalmente saturado deve ser levada em conta, pois o coeficiente de permeabilidade não depende apenas do tamanho e distribuição dos vazios, mas também do grau de saturação do material.

Piermatei Filho (2006) analisa na sua tese o escoamento em barragens de terra. O trabalho limitou-se a estudar o escoamento de líquidos em meios porosos, considerados incompressíveis, cuja porosidade não altera com a pressão aplicada ao líquido. Segundo o pesquisador, a maioria dos meios porosos apresenta comportamento anisotrópico que resulta em maior permeabilidade na direção horizontal do que na vertical. O problema físico, modelado pelo Método dos Elementos de Contorno (MEC), considerou a infiltração em barragem com fundo semi-permeável.

Choinska, Dufour e Pijaudier-Cabot (2007) propuseram uma lei de permeabilidade derivada de uma abordagem analítica baseada na equivalência de falha entre uma abertura de fissura descontínua e o dano. A formulação foi realizada a partir da modificação de leis formuladas por Picandet, Khelidj e Bastian (2001) e *Poiseuille*. Testes experimentais de compressão diametral de corpos de prova de concreto foram realizados e, embora as respostas numéricas sejam semelhantes as obtidas experimentalmente, os autores recomendam outros testes. A relação entre permeabilidade e dano, que melhor correspondeu as respostas experimentais, apresentada pelos autores é dada por:

$$\log k = (1 - D) \log k_D^P + D \log k_f \quad (22)$$

Em que:

k é a permeabilidade atual do material;

D é a variável de dano;

k_f é a permeabilidade da fissura;

k_D^P é a permeabilidade do material com dano dada pela equação (23):

$$k_D^P = k_0 \left[1 + (\alpha D)^\beta + \frac{(\alpha D)^{2\beta}}{2} + \frac{(\alpha D)^{3\beta}}{6} \right] \quad (23)$$

Com as constantes α e β definidas por Picandet *et al.* (2001), cujos valores respectivos são 11,3 e 1,64, para concretos com resistência à compressão igual ou superior a 60 MPa. Para concretos com resistência à compressão igual 30 MPa, os autores utilizam os valores 6,2 e 1,7, respectivamente para as constantes α e β .

Picandet, Bastian e Khelidj (2008) desenvolveram um método para medir simultaneamente o coeficiente de difusão de umidade no concreto insaturado e a condutividade hidráulica, ou permeabilidade, do concreto saturado. Corpos de prova cilíndricos foram modelados com concreto de cimento *Portland* comum e de alta resistência. A distribuição do teor de umidade ao longo do tempo foi medida usando um método não destrutivo e não invasivo baseado na atenuação de raios-gama. As medições foram realizadas com carga hidráulica variável, pressão positiva e nula, ou atmosférica. Para analisar os resultados experimentais utilizou-se a Transformada de Boltzmann. Os pesquisadores verificaram que a permeabilidade do concreto de alta resistência é maior que a do concreto comum.

A permeabilidade do concreto, segundo Picandet, Khelidj e Bellegou (2009), desempenha um importante papel no controle das propriedades e facilidade de manutenção do concreto armado. Além disso, a capacidade de fissuras na condução de gases e água é de significativa importância para estruturas submetidas à água e / ou pressão de vapor. Dessa forma, os pesquisadores estudaram a relação entre fissuras induzidas por carregamento e a permeabilidade do concreto. Verificou-se que a permeabilidade ao gás é perceptível para fissuras com largura de 25 μm , enquanto a permeabilidade à água exige danos maiores que 50 μm de largura. Os resultados sugerem que a permeabilidade aumenta proporcionalmente ao cubo da largura da abertura da fissura. Uma redução no coeficiente de permeabilidade é percebida ao longo do tempo, nos corpos fissurados, devido a interação da matriz água-cimento que leva a auto-cura do concreto e fechamento das fissuras. Dessa forma, a medida de percolação de água foi realizada na primeira hora do ensaio e os resultados obtidos foram semelhantes ao teste de permeabilidade ao gás. Os autores concluem que a permeabilidade deve ser considerada como um parâmetro intrínseco, para avaliar o efeito global de fissuras, induzidas por carregamento, na durabilidade ou performance do concreto.

Hoseini, Bindiganavile e Banthia (2009) fizeram uma revisão bibliográfica sobre o efeito das tensões mecânicas na permeabilidade de fluidos sob pressão no concreto. A fissuração do concreto, resultante do carregamento aplicado ao longo do

tempo, e o reforço do concreto com fibras também foram observados no estudo. Dentre as constatações citam-se que:

- As propriedades de transporte de concreto (permeabilidade e difusão) impactam diretamente na durabilidade das estruturas;
- Sob a ação de tensão aplicada, verificou-se uma redução da permeabilidade para um limiar de 30% da tensão máxima à água e 80% ao gás. Acima desses valores de tensão há um grande aumento da permeabilidade;
- O carregamento cíclico é mais prejudicial à permeabilidade do que o carregamento monotônico;
- Existe um valor de largura de fissura no concreto para o qual pouca alteração se percebe na permeabilidade do concreto. Acima desse valor (50 a 100 μm) a permeabilidade aumenta rapidamente;
- A permeabilidade não depende do comprimento da fissura;
- A permeabilidade do concreto reforçado com fibras, sob a ação de tensão mecânica, é menor do que a do concreto sem reforço. Melhores resultados foram observados para fissuras com larguras superiores a 100 μm .

Complementando o trabalho desenvolvido por Choinska, Dufour e Pijaudier-Cabot (2007), Pijaudier-Cabot, Dufour e Choinska (2009) descreveram as duas configurações da evolução da permeabilidade com o dano do concreto. Quando se tem fissura difusa no material, a permeabilidade é controlada pelo dano distribuído, verificado pelo decréscimo da rigidez devido a microfissuração. Por outro lado, para microfissuras localizadas, após a formação de macrofissuras, a permeabilidade é controlada pela abertura da fissura segundo a lei de escoamento de Poiseuille. Relacionando as duas configurações apresentadas, os autores associaram a abertura das fissuras com a variável que governa o dano por um modelo integral de dano não local. Em seguida, esta variável de estado foi relacionada com o dano para chegar a uma expressão em que a permeabilidade é controlada exclusivamente pela variação do dano do material, seguindo a formulação apresentada por Choinska, Dufour e Pijaudier-Cabot (2007). Testes experimentais ainda estão em andamento, embora pelas comparações iniciais de resultados qualitativos e quantitativos se tenham percebido valores consistentes com os dados experimentais existentes.

Ryu, Ko e Noguchi (2011) usaram eletrodos e sensores de umidade para medir a umidade relativa do concreto devido às mudanças das condições ambientais, como temperatura e precipitação, as quais as estruturas estão expostas. Segundo os pesquisadores, a durabilidade das estruturas de concreto depende do grau de umidade da mesma, que afeta diretamente o comportamento mecânico do concreto. Tem-se observado que fissuras alteram a durabilidade do concreto, pois facilitam a penetração de fatores de deterioração. Porém, estimar a condição de distribuição de umidade no concreto fissurado a partir de medições de permeabilidade ao ar e água é complicado, pois os testes conduzidos em laboratório são totalmente diferentes da transferência de umidade em ambientes reais, conduzidas por pressão de vapor e tensão capilar. Dentre os resultados, as alterações da distribuição de umidade interna do concreto, devido às temperaturas externas e precipitações, se fizeram presentes na região da superfície do concreto. Da superfície para o interior do concreto a umidade reduz lentamente com a profundidade. A distribuição de umidade dentro do concreto é menor em presença de largas fissuras, que levam a uma taxa de secagem ligeiramente mais elevada que a das fissuras menores. Em relação ao efeito da precipitação, verificou-se que mais importante que a quantidade é a duração de precipitação, juntamente com a condição de exposição do concreto.

Desmettre e Charron (2011) desenvolveram um dispositivo para medir a permeabilidade de peças em concreto armado, estimando o fluxo de água através dos elementos. O sistema de permeabilidade é composto por caixas de alumínio, tubos, tanques de água e transmissores de pressão diferencial. Os testes foram realizados medindo-se a permeabilidade de um corpo de prova de concreto armado simultaneamente com a aplicação de uma carga de tração uniaxial, para analisar o efeito de fissuras na durabilidade do material. Os resultados permitiram estabelecer correlações entre a permeabilidade da água, a tensão média nas barras de aço e a largura de abertura de fissuras (w_{max}) no concreto armado, conforme FIGURA 21.

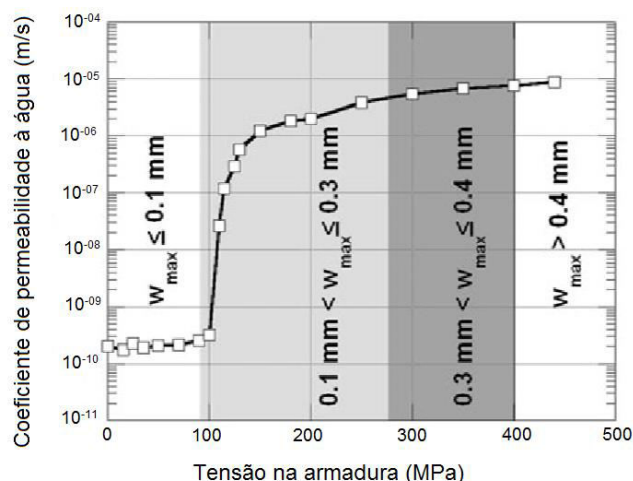


FIGURA 21 – PERMEABILIDADE *VERSUS* TENSÃO NA ARMADURA E MÁXIMA ABERTURA DA FISSURA

FONTE: Adaptado de DESMETTRE E CHARRON (2011)

Com o objetivo de quantificar a permeabilidade à água de fissuras localizadas como função da geometria das mesmas (largura, tortuosidade e superfície de rugosidade), Akhavan *et al.* (2012) ensaiaram experimentalmente discos de argamassa com e sem armadura. Os perfis das fissuras foram digitalizados e correlacionados com as propriedades das mesmas. Os resultados mostraram que a permeabilidade à água é função do quadrado da largura da fissura e que a tortuosidade e rugosidade da fissura reduzem, por um fator de 4 a 6, a permeabilidade.

No mesmo contexto, Qian *et al.* (2012) testaram experimentalmente peças de concreto sem fissura, concreto sob tração, superfície das fissuras (tortuosidade e rugosidade) e concretos fissurados. Sem fissura, independente se o concreto está sob tração ou não, verificou-se que o concreto apresenta uma capacidade de impermeabilidade satisfatória. Já para o concreto sob tração percebeu-se alteração no início do gradiente de pressão do concreto, que reduz com o aumento da tensão de tração. A lei que descreve a infiltração do concreto fissurado foi obtida considerando os coeficientes de tortuosidade e rugosidade da fissura na equação modificada de Navier-Stokes.

Chunsheng, Kefei e Xiaoyun (2012) investigaram a geometria da rede de fissuras em corpos de prova cilíndricos de concreto submetido a cargas cíclicas. A geometria das fissuras perpendiculares e paralelas ao carregamento foram analisadas e quantificadas em relação à densidade, comprimento, orientação e conectividade das fissuras. Os resultados mostraram que a orientação e a

conectividade das fissuras estão fortemente relacionadas com a densidade das mesmas e que o comprimento segue o comportamento de uma curva de distribuição log-normal. Também verificou-se que a densidade volumétrica pode ser utilizada para descrever o impacto da rede de fissuras na alteração das propriedades de transporte, ou seja, a porosidade, a capilaridade, a permeabilidade ao ar (gás) e a condutividade elétrica dependem fortemente da densidade de fissuração.

Rastiello *et al.* (2014) estabeleceram uma relação entre a abertura de fissuras e a permeabilidade de corpos de prova de concreto saturado. Primeiro construiu-se uma fissura no centro do topo de cada amostra. Em seguida, em intervalos regulares de abertura de fissura, aplicaram-se diferentes gradientes de pressão de água entre as duas faces do corpo de prova (superior e inferior) e mediram-se o fluxo de água e a variação do diâmetro da amostra. O próximo passo foi estimar estatisticamente a permeabilidade da fissura, correlacionando o fluxo de água através da fissura com informações geométricas da mesma. Por último relacionou-se a evolução da permeabilidade da fissura com a medida do escoamento de água e a geometria da fissura, chegando-se a:

$$k_f = \frac{\bar{a}^2}{12\alpha} \quad (24)$$

Em que:

k_f é a permeabilidade da fissura;

\bar{a} é a abertura entre as paredes paralelas da fissura;

α é um fator empírico maior que 1, que é função da abertura da fissura e parâmetros do concreto.

Yuan e Chi (2014) desenvolveram um sistema que combina um equipamento de carga com um permeâmetro para investigar a permeabilidade superficial à água de membros estruturais em concreto armado sujeitos a tração uniaxial. As amostras foram ensaiadas com diferentes estados de saturação para eliminar o efeito da absorção inicial da água pelos corpos de prova. Dois tipos de concreto foram utilizados na confecção dos corpos de prova: de resistência normal e de alta resistência. O carregamento foi aplicado de forma incremental ao mesmo tempo em que se media a permeabilidade das amostras. Os resultados indicaram que o

coeficiente de permeabilidade intrínseco, que representa a permeabilidade superficial, é maior para as amostras de concreto com resistência normal sujeitas ou não à tração uniaxial. A permeabilidade superficial das amostras tracionadas depende da curva característica carga-deformação do concreto. A permeabilidade intrínseca é estável até a carga em que aparecem as primeiras fissuras. Ao superar este carregamento a permeabilidade cresce com o aumento do nível de carregamento e consequente fissuração do concreto.

4.4 COMENTÁRIOS SOBRE O CAPÍTULO DO CONCRETO

O levantamento bibliográfico deste assunto mostrou que:

- A permeabilidade do concreto está intimamente relacionada com a fissuração do mesmo;
- Poucos trabalhos associam a fissuração generalizada ao dano e à permeabilidade. Um desses trabalhos é o de Pijaudier-Cabot, Dufour e Choinska (2009), mas os estudos foram aplicados a casos experimentais simples;
- A permeabilidade do concreto, estando associada ao grau de danificação do mesmo, depende do estado de tensões, que pode produzir abertura ou fechamento de fissuras;
- Não foram encontradas referências com aplicações específicas em lajes de concreto de barragens de enrocamento.

5 MECÂNICA DO DANO CONTÍNUO

São abordados neste capítulo os fundamentos da Mecânica do Dano Contínuo para o desenvolvimento do modelo de dano utilizado neste trabalho, que objetiva a verificação de fissuração da laje de BEFC. Também se descrevem nesta seção os principais trabalhos publicados no meio científico.

5.1 CONCEITOS

Os fundamentos da Mecânica do Dano foram introduzidos por Kachanov (1958)* *apud* Pituba (1998), na simulação de fluências de metais.

A partir da década de 70, inúmeras aplicações associando modelos elásticos, plásticos, viscoelásticos e viscoplásticos, estes dois últimos com menor enfoque, com modelos de dano contínuo foram desenvolvidas por vários pesquisadores para simular o comportamento do concreto (SARAIVA E CREUS, 1994).

A formalização da Mecânica do Dano Contínuo, com base na Termodinâmica de Processos Irreversíveis, foi introduzida por Lemaitre e Chaboche (1985)† *apud* Nóbrega (2004), com suficiente precisão de resposta não-linear de estruturas sujeitas a ações térmicas e mecânicas.

Na Mecânica do Dano Contínuo (MDC) consideram-se os efeitos do processo de deterioração no comportamento macroscópico de meios contínuos admitindo-se que os microdefeitos estão continuamente distribuídos no sólido, desprezando-se os defeitos discretos do material (NÓBREGA, 2004). Ou seja, o enfoque da MDC é fenomenológico, no qual não se considera a microestrutura do material e sim os efeitos da formação de microdefeitos sobre o comportamento global do corpo (SARAIVA E CREUS, 1994). É neste aspecto que a Mecânica do

* KACHANOV, L. M. Time of the rupture process of non-linear solid mechanics. **Otd. Tech. Nauk.**, v. 8, pp. 28-31, 1958.

† LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J. L. **Mécanique des matériaux solides**. Paris, Dunod-Bordas, 1985.

Dano Contínuo difere da Mecânica da Fratura, ou seja, a MDC estuda, na resposta do material, o efeito de microfissuras distribuídas, descrevendo localmente a evolução dos fenômenos que se desenvolvem entre um estado inicial, em que o material está íntegro, e um estado final, em que há formação de uma fissura macroscópica. Uma manifestação macroscópica de mudanças irreversíveis na microestrutura do material representa a resposta da não-linearidade física dos sólidos (PITUBA, 1998).

A FIGURA 22 ilustra a diferença de enfoque da mecânica da fratura e da mecânica do dano.

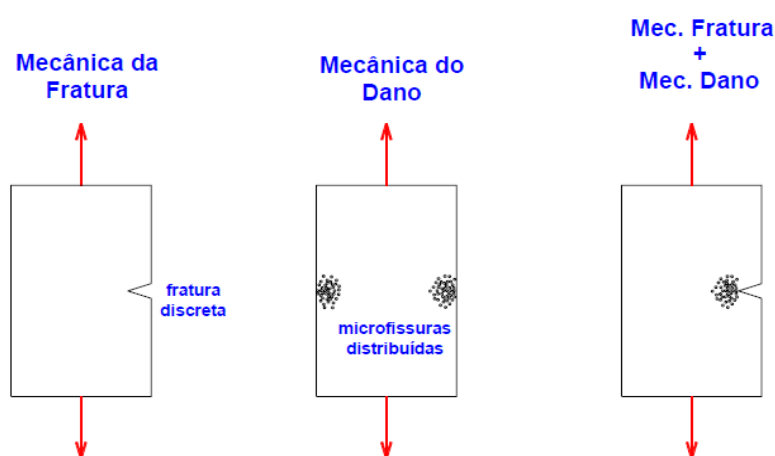


FIGURA 22 – ENFOQUE DAS MECÂNICAS: FRATURA E DANO
 FONTE: NÓBREGA (2004)

No concreto a fissuração difusa, de acordo com Proença (2001), é fortemente responsável pela resposta inicial não-linear do material. Assim, a análise tanto de estruturas de concreto quanto de concreto armado pode ser realizada pela Mecânica do Dano, que permite a formulação de modelos constitutivos consistentes.

De acordo com Álvares (1999), os modelos constitutivos do comportamento não-linear físico de estruturas, fundamentados na Mecânica dos Meios Contínuos e construídos a partir de parâmetros obtidos experimentalmente, são imprescindíveis para a geração de respostas confiáveis.

Segundo Gonçalves (2003), um modelo constitutivo para o concreto deve levar em conta fatores como a forma, a orientação e o crescimento das fissuras. Tais fissuras podem aparecer como microfissuras, antes mesmo da aplicação de cargas externas, como acontece na retração do concreto, gerada pela liberação de calor na fase inicial de cura. No processo de carregamento, a microfissuração inicial se

propaga influenciando o comportamento não linear do concreto, mesmo em baixas tensões, e justificando, na modelagem macroscópica, a consideração da anisotropia do material na fase elástica, conforme Pituba (1998). Além disso, a evolução da microfissuração provoca deformações permanentes na estrutura, devido à heterogeneidade do concreto e o atrito existente entre as faces fissuradas, que impedem o fechamento total das fissuras em caso de descarregamento (PITUBA, 1998).

A direção preferencial das fissuras é paralela ao carregamento no caso de compressão uniaxial e perpendicular à carga na tração uniaxial. As fissuras são denominadas primárias quando, segundo Botta (1998), estão presentes na interface agregado-agamassa e são ditas secundárias quando se localizam na massa de cimento e areia.

A FIGURA 23 mostra o estado de fissuração inicial do concreto.

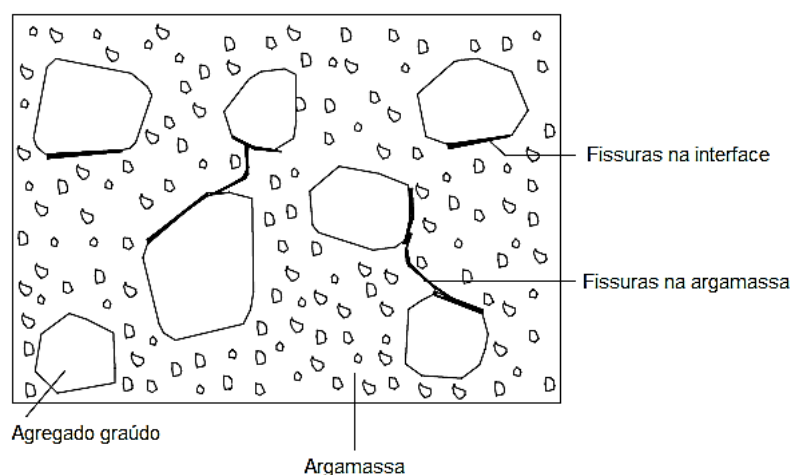


FIGURA 23 – FISSURAÇÃO INICIAL DO CONCRETO
FONTE: Adaptado de BOTTA (1998)

Os três possíveis modos de fissura ou trinca, classificados de acordo com a solicitação atuante na seção analisada, são descritos como:

- Modo I – caracterizado por um carregamento perpendicular à superfície de aparecimento da fissura;
- Modo II – definido pelo escorregamento entre as faces da fissura, cujo esforço cisalhante se faz presente na direção paralela ao defeito;
- Modo III – apresenta escorregamento entre as faces da fissura, cujo esforço cisalhante ocorre no plano da superfície da fissura e na direção perpendicular ao defeito.

Pela superposição dos modos citados outros modos de fissuração podem ser identificados.

Os três modos básicos de sollicitação de fissuras ou trincas são apresentados na FIGURA 24.

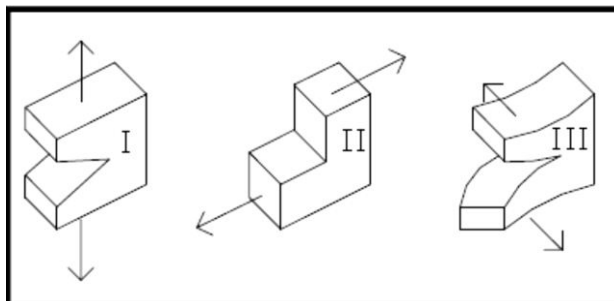


FIGURA 24 – MODOS BÁSICOS DE SOLICITAÇÃO DE UMA FISSURA
FONTE: BOTTA (1998)

De acordo com Álvares (1993), para casos de tensões simples e observações microestruturais, o crescimento das microfissuras em tração uniaxial inicia na interface pasta-agregado e ocorre segundo o modo I, ou seja, perpendicular à sollicitação. Em compressão uniaxial, as microfissuras se desenvolvem paralelamente à sollicitação segundo um modo de abertura misto (I + II), devido à heterogeneidade do material.

5.2 DANO

Segundo Proença (1992), o dano é uma grandeza física que não se pode medir diretamente, mas é possível relacioná-lo com a redução progressiva de características mecânicas, como o módulo de elasticidade, rigidez e resistência. Uma maneira de se quantificar o dano é através da variável do dano, que modifica as relações constitutivas do meio à medida em que se perde a integridade.

De acordo com a variável de dano utilizada, segundo Guello (2002), os modelos de dano se classificam em isotrópicos ou escalares e anisotrópicos ou tensoriais.

Para conceituar a variável de dano é necessário definir o significado de volume representativo.

Dado um corpo sólido danificado, entende-se como volume representativo um elemento de volume, que é isolado do sólido, cujas dimensões são grandes o suficiente para se considerar a distribuição contínua de defeitos, e pequenas o suficiente para ser considerado como um ponto material do contínuo (GUELLO, 2002; FERREIRA, 2002). Dessa forma é possível admitir a continuidade das funções que representam os fenômenos que ocorrem no elemento (PITUBA, 1998).

Na FIGURA 25 apresenta-se um elemento de volume representativo com dano, onde S é a área de uma das faces do elemento, \vec{n} é o versor normal à área, \tilde{S} é a área que efetivamente resiste aos esforços (sem dano) e S_0 a área de defeitos.

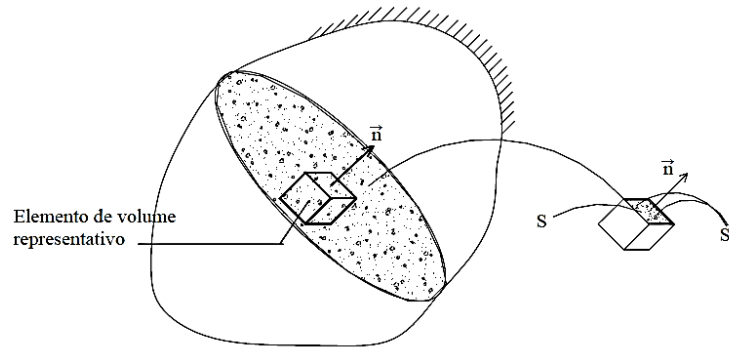


FIGURA 25 – ELEMENTO DE VOLUME REPRESENTATIVO COM DANO
FONTE: PITUBA (1998)

Define-se a área de defeitos (S_0) pela diferença entre a área da face do elemento (S) e a área resistente (\tilde{S}), conforme a equação (25):

$$S_0 = S - \tilde{S} \quad (25)$$

A medida do dano local ou a densidade superficial do dano (D_n), no plano de normal \vec{n} , assumindo-se a hipótese da continuidade, é dada pela equação (26), segundo Álvares (1993):

$$D_n = \lim_{S \rightarrow 0} \frac{S_0}{S} \quad (26)$$

Os valores que a variável de dano assume estão no intervalo $0 \leq D_n \leq 1$. Quando $D_n = 0$ o material está livre de imperfeições e quando $D_n = 1$ o material está completamente deteriorado.

Quando o dano é uniforme em qualquer direção \vec{n} , considera-se que o dano é isotrópico, ou seja, o dano em um ponto é representado por um escalar e não

depende da orientação da normal \vec{n} (GUELLO, 2002). Neste caso a variável de dano (D) é representada por um único valor que caracteriza o estado de deterioração local:

$$D = D_n \forall \vec{n} \quad (27)$$

Já para a distribuição anisotrópica de defeitos, a variável de dano D_n depende da direção de \vec{n} e assume características vetoriais ou tensoriais, conforme o modelo de dano utilizado (FERREIRA, 2002).

5.2.1 Análise unidimensional

Dada F , uma força de tração uniaxial, que atua perpendicularmente sobre uma seção (S) de um volume representativo e leva a um alongamento do corpo δ , com comprimento inicial l_0 , definem-se a tensão (σ), equação (28), e deformação (ε) nominais, equação (29), respectivamente:

$$\sigma = \frac{F}{S} \quad (28)$$

$$\varepsilon = \frac{\delta}{l_0} \quad (29)$$

De acordo com Pituba (2003), o meio pode apresentar microfissuras, cujas aberturas contribuem na variação (Δd) do comprimento inicial (l_0). A presença das microfissuras reduz a área que efetivamente resiste aos esforços. Assim, a área da seção resistente passa a ser representada por $\tilde{S} = \alpha S$, que é uma parte da área inicial, e a parcela ($\delta - \Delta d$) do alongamento total é a que efetivamente se considera na mensuração da deformação linear. Os conceitos de esforço e deformação efetivos derivam das considerações apresentadas e são mostrados na FIGURA 26.

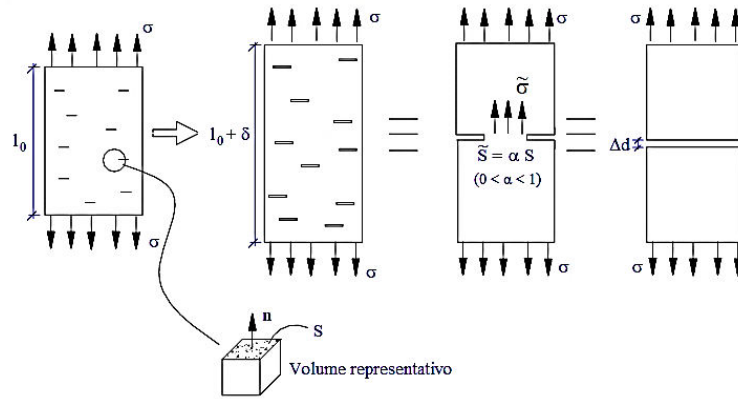


FIGURA 26 – ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES: NOMINAL E EFETIVA
FONTE: Adaptado de PITUBA (2003)

A área efetiva de resistência (\tilde{S}), calculada pela diferença entre a área da face S e a área de defeitos S_0 , é representada por:

$$\tilde{S} = S - S_0 = S(1 - D) \quad (30)$$

em que D é a variável de dano, apresentada na equação (27).

Os conceitos de tensão efetiva ($\tilde{\sigma}$) e deformação efetiva ($\tilde{\epsilon}$) são apresentados, respectivamente por:

$$\tilde{\sigma} = \sigma \left(\frac{S}{\tilde{S}} \right) \quad (31)$$

$$\tilde{\epsilon} = \frac{\delta - \Delta d}{l_0} \quad (32)$$

Substituindo a equação (30) na (31) tem-se a equação (33), que relaciona a tensão efetiva com a variável de dano:

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1 - D} \quad (33)$$

Segundo Proença (2001), a área íntegra é menor do que a nominal, assim para a aplicação de uma mesma força, a tensão efetiva é maior que a tensão nominal de um meio danificado, ou seja, $\tilde{\sigma} > \sigma$. Em particular, quando $\tilde{\sigma} = \sigma$ o material está localmente íntegro e quando $\tilde{\sigma} \rightarrow \infty$, o material está totalmente danificado (localmente). A variável de dano, segundo Pituba (2003), pode ser escrita levando-se em conta a parcela de alongamento provocada pela abertura de fissuras (Δd) e o próprio alongamento (δ), conforme a equação (34):

$$D^* = \frac{\Delta d}{\delta} \quad (34)$$

A deformação efetiva pode ser reescrita:

$$\tilde{\varepsilon} = (1 - D^*)\varepsilon \quad (35)$$

Nas definições de tensão e deformação efetiva, o volume V_d do material danificado é o mesmo. Assim, tem-se:

$$V_d = S_0 \delta = S \Delta d \quad (36)$$

Como resultado obtém-se a igualdade entre as variáveis de dano:

$$D = D^* \quad (37)$$

A tensão e deformação efetivas, referentes à região íntegra do meio, estão relacionadas pela rigidez elástica (E_0):

$$\tilde{\sigma} = E_0 \tilde{\varepsilon} \quad (38)$$

A partir das equações (33), (35) e (38), é possível escrever a lei constitutiva do material em termos de quantidades nominais, segundo Pituba (2003). Tais equações podem ser substituídas por hipóteses de equivalência de deformação, tensão ou energia. Ou seja, desde que a deformação, a tensão ou a energia sejam substituídos por valores efetivos ou equivalentes, segundo Driemeier (1999), o material com dano pode ser substituído por material íntegro.

A partir da hipótese de equivalência de deformação, proposta por Lemaitre e Chaboche (1985)* *apud* Ferreira (2002), tem-se que a deformação ε de um corpo danificado quando submetido a uma tensão σ , equivale à deformação obtida em um corpo íntegro que está submetido a uma tensão equivalente à tensão efetiva de dano (FERREIRA, 2002). Em outras palavras, assume-se a igualdade entre as deformações nominais e efetivas:

$$\varepsilon = \tilde{\varepsilon} \quad (39)$$

A figura 27 mostra o princípio da deformação equivalente.

* * LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J. L. **Mécanique des matériaux solides**. Paris, Dunod-Bordas, 1985.

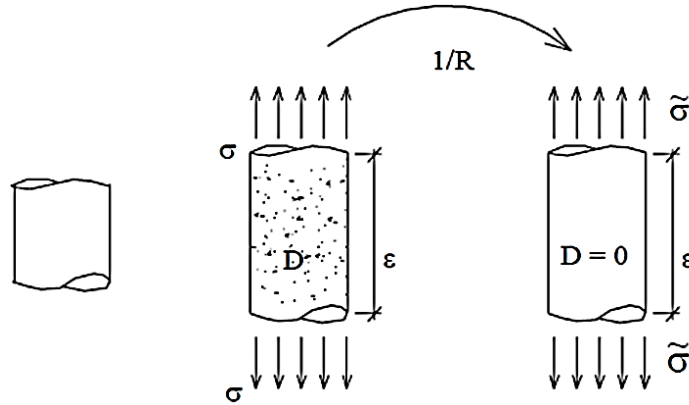


FIGURA 27 – DEFORMAÇÃO EQUIVALENTE
FONTE: PITUBA (2003)

A relação tensão-deformação da equação (38) passa a ser escrita como:

$$\tilde{\sigma} = E_0 \tilde{\varepsilon} \Rightarrow \frac{\sigma}{(1-D)} = E_0 \varepsilon \therefore \sigma = (1-D)E_0 \varepsilon \quad (40)$$

O módulo secante de rigidez elástica (E) que equivale à resposta do meio deteriorado é apresentado por:

$$E = (1-D)E_0 \quad (41)$$

Nota-se pela equação (41) que uma medida indireta do dano pode ser realizada através das mudanças que ocorrem na propriedade mecânica de elasticidade. Assim, outra relação para a variável de dano é apresentada em:

$$D = 1 - \frac{E}{E_0} \quad (42)$$

Considerando-se a hipótese de equivalência de tensão, tem-se que o estado de tensão σ de um corpo danificado quando submetido a uma deformação ε , equivale à tensão obtida em um corpo íntegro que está submetido a uma deformação equivalente à deformação efetiva de dano. Ou seja, admite-se a igualdade entre a tensão nominal e efetiva:

$$\sigma = \tilde{\sigma} \quad (43)$$

A figura 28 mostra o princípio da tensão equivalente.

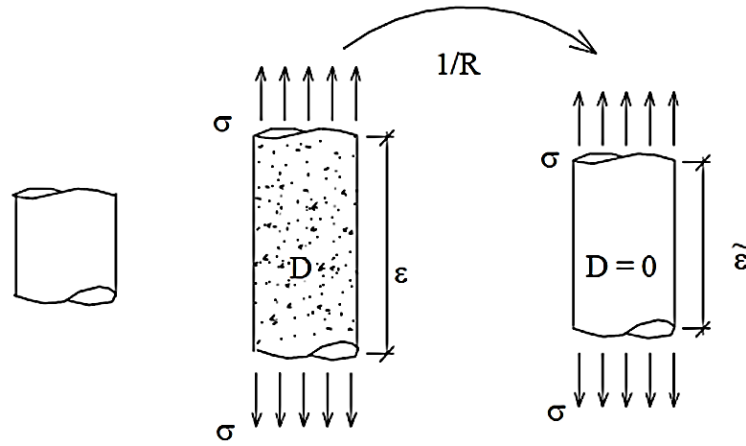


FIGURA 28 – TENSÃO EQUIVALENTE
FONTE: PITUBA (2003)

A relação tensão-deformação da equação (38) é reescrita:

$$\sigma = E_0 \tilde{\varepsilon} \Rightarrow \sigma = (1 - D)E_0 \varepsilon \therefore \sigma = (1 - D)E_0 \varepsilon \quad (44)$$

A equação (42), que define a variável de dano, também é válida para esta hipótese.

A hipótese de energia elástica, segundo Pituba (2003), mostra a equivalência entre a energia envolvida nas parcelas do meio danificado e íntegro. Segundo Driemeier (1999), na hipótese de energia equivalente o trabalho virtual do material danificado pode ser obtido a partir do material íntegro, relacionando tensões e deformações, por:

$$\tilde{\sigma} \tilde{\varepsilon} = \sigma \varepsilon \quad (45)$$

A relação tensão-deformação da equação (38) é dada por:

$$\tilde{\sigma} = E_0 \tilde{\varepsilon} \Rightarrow \frac{\sigma}{(1-D)} = E_0 \varepsilon (1 - D) \therefore \sigma = (1 - D)^2 E_0 \varepsilon \quad (46)$$

O módulo secante de rigidez elástica (E), que equivale à resposta do meio deteriorado, torna-se:

$$E = (1 - D)^2 E_0 \quad (47)$$

A variável de dano é dada por:

$$D = 1 - \left(\frac{E}{E_0} \right)^2 \quad (48)$$

5.2.2 Análise multiaxial

Através da relação entre tensores de segunda ordem de tensão e deformação, as generalizações das hipóteses de equivalência mostradas no caso uniaxial são apresentadas para o caso multiaxial por meio de um tensor constitutivo de rigidez secante elástica com dano de quarta ordem, cujas propriedades de simetria dependem da hipótese adotada (PROENÇA, 2001; PITUBA, 2003).

A relação tensão-deformação apresentada na equação (38) é substituída pela equação (49), que relaciona os tensores de segunda ordem:

$$\tilde{\sigma} = E_0 \tilde{\varepsilon} \quad (49)$$

Aplicando-se a hipótese de equivalência de deformações ($\tilde{\varepsilon} = \varepsilon$) na equação (49), obtém-se:

$$\tilde{\sigma} = E_0 \varepsilon \quad \therefore \quad \varepsilon = E_0^{-1} \tilde{\sigma} \quad (50)$$

A lei constitutiva secante para o meio danificado é:

$$\sigma = E \varepsilon \quad (51)$$

Aplicando a equação (50) na equação (51) tem-se:

$$\sigma = E E_0^{-1} \tilde{\sigma} \quad \therefore \quad \sigma = R^* \tilde{\sigma} \quad (52)$$

Em que R^* é um tensor de quarta ordem dado por:

$$R^* = E E_0^{-1} \quad (53)$$

Da hipótese de equivalência de deformações a equação (53) torna-se:

$$E = R^* E_0 \quad (54)$$

Pituba (2003) apresenta a relação linear entre dois tensores de quarta ordem, considerando um meio elástico com dano, segundo:

$$E = \bar{R} E_0 \quad (55)$$

Em que $\bar{\mathbf{R}}$ é um tensor de oitava ordem, que representa o nível de danificação. Quando não existe o dano, $\bar{\mathbf{R}}$ é reduzido ao tensor identidade de oitava ordem $\bar{\mathbf{I}}$ definido por:

$$\bar{\mathbf{I}}\mathbf{E}_0 = \mathbf{E}_0 \quad (56)$$

Para que a danificação apareça isolada num tensor de oitava ordem $\bar{\mathbf{D}}$, reescreve-se $\bar{\mathbf{R}}$ e obtêm-se:

$$\bar{\mathbf{R}} = \bar{\mathbf{I}} - \bar{\mathbf{D}} \quad (57)$$

$$\mathbf{E} = (\bar{\mathbf{I}} - \bar{\mathbf{D}})\mathbf{E}_0 \quad (58)$$

Pituba (2003) mostra que não é necessário o uso de um tensor de oitava ordem para relacionar os tensores módulo de elasticidade (\mathbf{E} e \mathbf{E}_0), partindo das equações (57), (58) e (53):

$$\mathbf{R}^* = \bar{\mathbf{R}}\mathbf{E}_0\mathbf{E}_0^{-1} \quad \therefore \quad \mathbf{R}^* = \bar{\mathbf{R}}\mathbf{I} \quad (59)$$

em que \mathbf{I} é o tensor identidade de quarta ordem.

Considerando-se a hipótese de equivalência de tensões ($\tilde{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{\sigma}$) nas equações (51) e (49), tem-se:

$$\mathbf{E}_0\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}} = \mathbf{E}\boldsymbol{\varepsilon} \quad \therefore \quad \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}} = \mathbf{E}_0^{-1}\mathbf{E}\boldsymbol{\varepsilon} \quad \therefore \quad \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}} = \mathbf{R}^{**}\boldsymbol{\varepsilon} \quad (60)$$

em que \mathbf{R}^{**} é um tensor de quarta ordem dado por:

$$\mathbf{R}^{**} = \mathbf{E}_0^{-1}\mathbf{E} \quad (61)$$

Da hipótese de equivalência de tensões a equação (61) torna-se:

$$\mathbf{E} = \mathbf{E}_0\mathbf{R}^{**} \quad (62)$$

Partindo da expressão do tensor geral de dano, equação (57) e (58), a relação entre \mathbf{E} e \mathbf{E}_0 , aplicada na equação (61), torna-se:

$$\mathbf{R}^{**} = \mathbf{E}_0^{-1}\bar{\mathbf{R}}\mathbf{E}_0 \quad \therefore \quad \mathbf{R}^{**} = \bar{\mathbf{R}}\mathbf{I} \quad (63)$$

Sendo \mathbf{II} o tensor identidade de quarta ordem, mais uma vez mostra-se que tensores de oitava ordem não são necessários para relacionar os tensores dos módulos de elasticidade com e sem dano.

A partir da hipótese de equivalência de energia, $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}} = \boldsymbol{\sigma}\boldsymbol{\varepsilon}$, e das equações (52) e (60) obtém-se:

$$\begin{aligned}\tilde{\boldsymbol{\sigma}} \cdot \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}} = \boldsymbol{\sigma} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} \quad \therefore \quad \mathbf{R}^{*-1} \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{R}^{**} \boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\sigma} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} \quad \therefore \quad \mathbf{R}^{**T} \mathbf{R}^{*-1} \boldsymbol{\sigma} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\sigma} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} \quad \therefore \quad \mathbf{R}^{**T} \mathbf{R}^{*-1} = \mathbf{II} \\ \mathbf{R}^{**T} = \mathbf{R}^* \quad \text{ou} \quad \mathbf{R}^{*-1} = \mathbf{R}^{**T}\end{aligned} \quad (64)$$

A equivalência de energia, segundo Pituba (2003), implica na simetria do tensor de rigidez secante do meio danificado, equação (65), cuja verificação se dá a partir das definições de \mathbf{R}^* e \mathbf{R}^{**} apresentadas nas equações (53) e (61) e da hipótese de que $\mathbf{E}_0 = \mathbf{E}_0^T$:

$$\mathbf{E} = \mathbf{E}^T \quad (65)$$

O tensor \mathbf{R}^* é definido por tensores de quarta ordem:

$$\mathbf{R}^* = (\mathbf{II} - \mathbf{D}) \quad (66)$$

Em termos de tensão efetiva tem-se:

$$\tilde{\boldsymbol{\sigma}} = (\mathbf{II} - \mathbf{D})^{-1} \boldsymbol{\sigma} \quad (67)$$

Impondo-se a hipótese de equivalência de deformação tem-se uma relação para a tensão:

$$\boldsymbol{\sigma} = (\mathbf{II} - \mathbf{D}) \mathbf{E}_0 \boldsymbol{\varepsilon} \quad (68)$$

O tensor de rigidez elástica do meio danificado fica:

$$\mathbf{E} = (\mathbf{II} - \mathbf{D}) \mathbf{E}_0 \quad (69)$$

Para o tensor \mathbf{R}^{**} adota-se a forma:

$$\mathbf{R}^{**} = (\mathbf{II} - \mathbf{D})^T \quad (70)$$

A relação apresentada para a deformação efetiva é dada por:

$$\tilde{\varepsilon} = (II - D)^T \varepsilon \quad (71)$$

Impondo-se a hipótese de equivalência de tensão se tem:

$$\sigma = E_0(II - D)^T \varepsilon \quad (72)$$

O tensor de rigidez elástica do meio danificado fica:

$$E = E_0(II - D)^T \quad (73)$$

A partir das definições de R^* e R^{**} se obtém:

$$(II - D)^{-1} \sigma = E_0(II - D)^T \varepsilon \quad \therefore \quad \sigma = (II - D)E_0(II - D)^T \varepsilon \quad (74)$$

O tensor de rigidez elástica do meio danificado se torna:

$$E = (II - D)E_0(II - D)^T \quad (75)$$

5.3 MODELO CONSTITUTIVO DE MAZARS

O modelo constitutivo para análise de dano, proposto por Mazars (1984)* *apud* Pituba e Proença (2005), é válido para situações em que o carregamento é aplicado de modo crescente e contínuo. Como o objetivo desta tese é a análise do dano em lajes de concreto de barragens de enrocamento na fase de enchimento do reservatório, cujo carregamento é crescente, adotou-se tal modelo na representação do problema estudado.

O modelo de dano de Mazars é isótropo e está baseado em deformações, cujo material é considerado elástico com dano contínuo.

As hipóteses fundamentais do modelo constitutivo de dano de Mazars são:

- O concreto em processo de dano se comporta como meio elástico, desprezando-se as deformações permanentes em situações de descarregamento da estrutura;

* MAZARS, J. (1984). **Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non lineaire et à la rupture du béton de structure**. Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6.

- O dano local é caracterizado por alongamentos evidenciados em pelo menos uma das direções principais de deformação ($\varepsilon_i > 0$). Assim, a ruptura se desenvolve no modo I ou no modo misto I + II;
- A variável de dano é representada por um escalar D ($0 \leq D \leq 1$), cuja evolução ocorre quando se supera um certo valor de referência para o alongamento.

Pelas hipóteses do modelo a degradação do material ocorre pela microfissuração distribuída causada por tensões de tração (SILVA E BITTENCOURT, 2003). Dessa forma, o estado de extensão ou alongamento do material é caracterizado pela deformação equivalente $\tilde{\varepsilon}$, segundo:

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\langle \varepsilon_1 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_2 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_3 \rangle_+^2} \quad (76)$$

em que ε_i é uma componente da deformação principal, com sua parte positiva $\langle \varepsilon_i \rangle_+$ definida por:

$$\langle \varepsilon_i \rangle_+ = \frac{1}{2} [\varepsilon_i + |\varepsilon_i|] = \begin{cases} \varepsilon_i, & \text{se } \varepsilon_i > 0 \\ 0, & \text{se } \varepsilon_i \leq 0 \end{cases} \quad (77)$$

Inicia-se o processo de dano quando a deformação equivalente $\tilde{\varepsilon}$ atinge um valor de deformação máxima de referência ε_{d0} , que é obtido do ensaio de tração uniaxial em correspondência à tensão máxima.

A evolução do dano ou o critério de danificação, para um estado de deformação qualquer, pode ser escrito como uma função f que tem a seguinte forma:

$$f(\tilde{\varepsilon}, D) = \tilde{\varepsilon} - S(D) \leq 0 \quad (78)$$

em que $S(D)$ é uma função que relaciona a deformação de início de danificação com a variável de dano, com $S(0) = \varepsilon_{d0}$.

Para a relação $f(\tilde{\varepsilon}, D) = 0$, substituindo a equação (76) na equação (78), tem-se:

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\langle \varepsilon_1 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_2 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_3 \rangle_+^2} = S(D) \quad (79)$$

A função $S(D)$ é o raio de uma esfera, cuja superfície de um quarto da mesma representa o espaço das deformações principais, dentro do qual o dano é nulo (FIGURA 29).

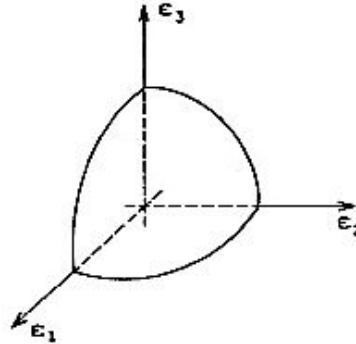


FIGURA 29 – ESPAÇO DAS DEFORMAÇÕES PRINCIPAIS
FONTE: ÁLVARES (1993)

As condições de Kuhn Tucker definem a lei de evolução da variável de dano, admitindo-se a continuidade dos fenômenos no tempo e atendendo os princípios da termodinâmica de processos irreversíveis:

$$\dot{D} = 0 \quad \text{se } f < 0 \text{ ou } f = 0 \text{ e } \dot{f} < 0 \quad (80)$$

$$\dot{D} = F(\tilde{\epsilon}) < \dot{\tilde{\epsilon}} >_+ \quad \text{se } f = 0 \text{ e } \dot{f} = 0 \quad (81)$$

em que $F(\tilde{\epsilon})$ é a função contínua e positiva da deformação equivalente $\tilde{\epsilon}$, que governa o dano, de forma que $\dot{D} \geq 0$ para qualquer $\tilde{\epsilon}$, com $(\dot{}) = \frac{\partial()}{\partial t}$, representando a variação no tempo.

Para os casos particulares de tração e compressão uniaxial, definem-se duas variáveis distintas D_T e D_C que representam o dano em tração e compressão, respectivamente:

$$\dot{D}_T = F_T(\tilde{\epsilon}) < \dot{\tilde{\epsilon}} >_+ \quad (82)$$

$$\dot{D}_C = F_C(\tilde{\epsilon}) < \dot{\tilde{\epsilon}} >_+ \quad (83)$$

As variáveis de dano D_T e D_C podem ser determinadas utilizando as expressões dadas na equação (84) e (85). As equações provêm de observações experimentais das curvas de tensão-deformação de ensaios uniaxiais de tração e compressão, considerando-se carregamento continuamente crescente ou radial:

$$D_T(\tilde{\varepsilon}) = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}(1-A_T)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_T}{\exp[B_T(\tilde{\varepsilon}-\varepsilon_{d0})]} \quad (84)$$

$$D_C(\tilde{\varepsilon}) = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}(1-A_C)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_C}{\exp[B_C(\tilde{\varepsilon}-\varepsilon_{d0})]} \quad (85)$$

Em que:

A_T e B_T – parâmetros característicos do material em tração uniaxial;

A_C e B_C – parâmetros característicos do material em compressão uniaxial;

$\tilde{\varepsilon}$ – deformação equivalente.

ε_{d0} – deformação elástica limite.

A proposição do modelo de dano de Mazars para os limites de variação dos parâmetros é mostrada no QUADRO 3.

Parâmetro	Limites de variação
A_T	$0,7 \leq A_T \leq 1$
A_C	$1 \leq A_C \leq 1,5$
B_T	$10^4 \leq B_T \leq 10^5$
B_C	$10^3 \leq B_C \leq 2 \cdot 10^3$
ε_{d0}	$10^{-5} \leq \varepsilon_{d0} \leq 10^{-4}$

QUADRO 3 – LIMITES DOS PARÂMETROS

Quando se tem tração pura $D_T = 1$ e $D_C = 0$. Para compressão pura $D_T = 0$ e $D_C = 1$.

Para estados complexos de tensão que envolvem esforços multiaxiais o dano é determinado pela combinação linear de D_T e D_C :

$$D = \alpha_T D_T + \alpha_C D_C \quad \text{com} \quad \alpha_T + \alpha_C = 1 \quad (86)$$

Neste caso $0 \leq D_T + D_C \leq 1$.

Os coeficientes α_T e α_C , para um estado local de extensão, representam a contribuição das solicitações à tração e compressão, assumindo valores dentro do intervalo fechado $[0,1]$.

As expressões propostas para o cálculo de α_T e α_C são apresentadas em:

$$\alpha_T = \sum_i H_i \frac{\varepsilon_{Ti}(\varepsilon_{Ti} + \varepsilon_{Ci})}{\tilde{\varepsilon}^2} \quad (87)$$

$$\alpha_C = \sum_i H_i \frac{\varepsilon_{C_i}(\varepsilon_{T_i} + \varepsilon_{C_i})}{\tilde{\varepsilon}^2} \quad (88)$$

em que $H_i(\varepsilon_i)$ é a função degrau de Heaviside:

$$H_i = \begin{cases} 1 & \text{se } \varepsilon_i = \varepsilon_{T_i} + \varepsilon_{C_i} > 0 \\ 0 & \text{se } \varepsilon_i < 0 \end{cases} \quad (89)$$

E ε_{T_i} e ε_{C_i} são as componentes dos tensores ε_C e ε_T , definidos em:

$$\varepsilon_T = \left(\frac{1+\nu}{E} \right) \langle \sigma \rangle_+ - \frac{\nu}{E} \langle \sum_i \sigma_i \rangle_+ \mathbf{I} \quad (90)$$

$$\varepsilon_C = \left(\frac{1+\nu}{E} \right) \langle \sigma \rangle_- - \frac{\nu}{E} \langle \sum_i \sigma_i \rangle_- \mathbf{I} \quad (91)$$

Em que:

\mathbf{I} – é o tensor identidade de segunda ordem;

$\langle \sigma \rangle_+$ e $\langle \sigma \rangle_-$ – são as partes positiva e negativa, respectivamente, do tensor de tensões elásticas fictício obtido para cada passo de carga, considerando-se o comportamento íntegro do material.

A lei constitutiva, na forma secante, para situações de carregamento monotônico crescente é expressa por:

$$\sigma = (1 - D) \mathbf{D}_0 \varepsilon \quad (92)$$

em que \mathbf{D}_0 é o tensor de rigidez elástico inicial, de quarta ordem, do material íntegro.

O valor da variável de dano D , segundo Álvares (1993), é dada por:

$$D = 0 \quad \text{se } \tilde{\varepsilon} \leq \varepsilon_i \quad (93)$$

$$D \neq 0 \quad \text{se } \tilde{\varepsilon} > \varepsilon_i$$

em que $\varepsilon_i = \varepsilon_{d0}$ na tração e $\varepsilon_i = \frac{\varepsilon_{d0}}{-\nu\sqrt{2}}$ na compressão.

A figura 30 ilustra as curvas constitutivas em situação de compressão e tração monoaxiais dadas pelo modelo de dano de Mazars.

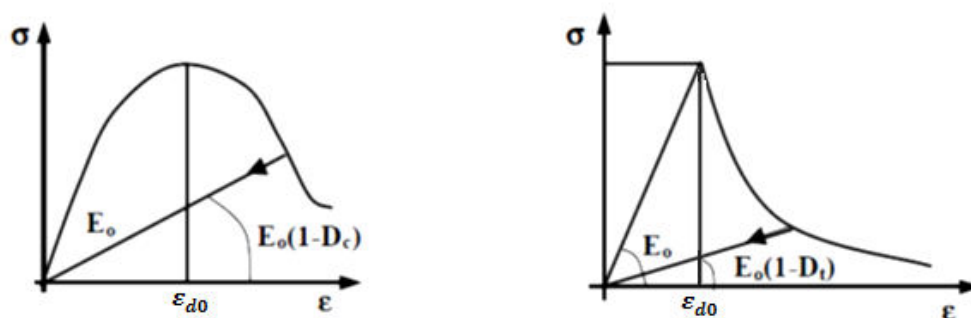


FIGURA 30 – CURVAS CONSTITUTIVAS DO MODELO DE MAZARS
 FONTE: Adaptado de SILVA E BITTENCOURT (2003)

5.4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE MECÂNICA DO DANO

Segundo Pituba (1998), pela Mecânica do Dano Contínuo é possível analisar os efeitos da deterioração do material em sólidos sujeitos às ações mecânicas ou térmicas, que se dá por meio da redução das propriedades de resistência e rigidez do material.

De acordo com Balbo (1998), através da Mecânica do Dano Contínuo é possível modelar o comportamento não-linear de materiais em processo de microfissuração. Pelas variáveis de dano, sejam escalares, vetoriais ou tensoriais, considera-se nos modelos constitutivos a perda de rigidez do material, relacionando o dano com deformações residuais.

Dentro dessa abordagem encontram-se na literatura vários trabalhos desenvolvidos por inúmeros pesquisadores.

Mazars (1986) estudou algumas particularidades da microestrutura do concreto, verificando que o dano causado por microfissuras é o fenômeno principal no comportamento mecânico do material. O modelo de dano isotrópico elástico foi utilizado acoplando-se o efeito do dano à tração e compressão. Levando-se em consideração o princípio da termodinâmica de processos irreversíveis, o pesquisador mostrou que é possível descrever o aparecimento e crescimento de fissuras usando uma combinação linear elástica da mecânica do dano e da mecânica da fratura. O aparecimento da fissura é descrito pela mecânica do dano cujo modelo é elástico linear. A abertura da fissura é analisada por um conceito energético considerando

uma área de fissura equivalente. O modelo se completa com os conceitos da mecânica da fratura, usando-se o regime elástico linear.

Em 1996, Mazars e Pijaudier-Cabot (1996) voltaram a correlacionar as teorias da mecânica do dano e da mecânica da fratura a partir das considerações da termodinâmica de processos irreversíveis. Há duas maneiras de definir a conexão entre as teorias:

- Do dano para a fratura: o problema consiste na transformação de uma determinada zona de dano em uma fissura equivalente. Conhecendo-se o local do dano, pela mecânica do dano, é possível otimizar a malha de elementos finitos na utilização da mecânica da fratura;
- Da fratura para o dano: isso implica a transformação de uma fissura em um volume de distribuição do dano em uma banda em torno desta fissura.

Outro trabalho desenvolvido por Mazars, Berthaud e Ramtani (1990) considera o comportamento unilateral do concreto com dano, abordando o efeito de microfissuras do concreto na sua resposta elástica sob carregamento cíclico. Foram analisados os resultados de dois ensaios experimentais em vigas de concreto, um uniaxial e outro multiaxial. O modelo numérico proposto leva em conta a existência e evolução de microfissuras por meio de um escalar que representa o dano isotrópico e sua decomposição em dois termos que correspondem à abertura e ao fechamento de microfissuras. Estes dois termos são independentes e cada um deles representa a evolução do módulo de elasticidade no ensaio de tração e de compressão uniaxial. Durante um teste de flexão cíclica da viga percebeu-se que a resposta global depende da inversão de esforços. Para um esforço de tração as microfissuras se abrem e a rigidez da viga diminui. Durante o mesmo ciclo, quando o esforço é de compressão as microfissuras se fecham e a rigidez inicial é recuperada. Os autores verificaram que uma estrutura que é previamente danificada durante a aplicação de uma carga em uma direção pode suportar cargas no sentido oposto se todas as microfissuras fecharem em conjunto. O modelo numérico foi implementado em um código de elementos finitos com bons resultados na predição da evolução da rigidez global da viga frente aos esforços aplicados.

A simulação numérica desenvolvida por Proença (1992) engloba o modelo constitutivo isótropo de dano escalar de Mazars, para considerar as perdas de rigidez e resistência dos materiais frente ao processo de microfissuração. O trabalho

utiliza elementos finitos isoparamétricos degenerados para análise do comportamento não linear de vigas e placas em concreto e argamassa armada.

Para analisar o comportamento de elementos estruturais em concreto, Álvares (1993) utilizou-se dos fundamentos da mecânica do dano na adoção de um modelo constitutivo não-linear isótropo, segundo o proposto por Mazars. Testes experimentais e numéricos foram realizados em vigas de concreto armado, biapoiadas, para confronto e validação de resultados. A modelagem numérica, bi e tridimensional, teve como base o MEF com a utilização de elementos isoparamétricos degenerados.

Saraiva e Creus (1994) representaram o comportamento do concreto através da mecânica do dano contínuo, partindo-se do modelo constitutivo de Mazars. As relações constitutivas foram definidas para modelo de dano anisótropo, considerando-se deformações irreversíveis, cargas de longa duração e retração do concreto. A implementação computacional utilizou-se da metodologia dos elementos finitos cujos resultados foram comparados com os de testes experimentais.

O estudo desenvolvido por Lubarda e Krajcinovic (1995) envolveu um modelo constitutivo aplicável a materiais elásticos frágeis, como: concreto, materiais cerâmicos e rochas, cujas propriedades se degradam com a deformação devido à evolução da microfissuração. O modelo, em forma de taxas, utilizou-se dos fundamentos da mecânica do dano contínuo e da termodinâmica. Os autores sugerem que modificações precisam ser feitas para se levar em conta no modelo as diferentes respostas à tração e à compressão dos materiais frágeis.

Frémond e Nedjar (1996) desenvolveram um modelo de dano baseado no princípio dos trabalhos virtuais. O modelo foi aplicado a vigas de concreto, considerando-se o estado plano de deformações, cujos resultados previram corretamente o comportamento do concreto em situações de carga multiaxiais.

Balbo (1998) desenvolveu o estudo de modelos constitutivos aplicando formulação variacional; teoria de localização da deformação, que condiciona a evolução do dano; condições de singularidade e uma análise de pós-singularidade para materiais em regime elastoplástico, elástico com danificação e elastoplástico com danificação. Os modelos desenvolvidos são apresentados nas formulações em forma de taxas e em incrementos finitos.

Pituba (1998) estudou alguns modelos constitutivos para o concreto, formulados através da Mecânica do Dano Contínuo, bem como suas aplicações em

simulações numéricas, para investigar o comportamento de estruturas. Este trabalho também abordou fenômenos do comportamento mecânico do concreto como a anisotropia elástica e as deformações permanentes induzidas pelo dano. Os resultados numéricos foram confrontados com os experimentais de vigas em concreto armado e de um pórtico em concreto armado.

A fim de avaliar as limitações da hipótese simplificadora de dano isotrópico, Fichant, La Borderie e Pijaudier-Cabot (1999) realizaram um estudo comparativo. O modelo de dano escalar foi comparado com um modelo em que o dano ortotrópico é induzido. Ambos os modelos incorporam os efeitos de fechamento de fissuras e plasticidade. As aplicações foram feitas em vigas de concreto sob flexão e tensões de cisalhamento. Verificou-se que o modelo de dano escalar fornece previsões precisas quando a falha é principalmente devido à extensão uniaxial. Porém, em problemas de extensões multiaxiais, no caso tensões de cisalhamento, é importante considerar o dano anisotrópico.

Álvares (1999) trata de modelos constitutivos que levam em conta os fenômenos de deformações permanentes (plasticidade) e de perda de rigidez (dano), particularizando o estudo para elementos em regimes de carregamentos crescentes, pequenas deformações e isotérmicos. O estudo envolve os conceitos da Mecânica do Dano Contínuo, para a análise do comportamento não-linear de estruturas e do MEF, cujo elemento implementado no trabalho foi o de barra (viga-coluna), para análise de estruturas em concreto armado.

Driemeier (1999) se propôs a estudar a localização de deformações, decorrente do emprego de modelos constitutivos com encruamento negativo (*softening*), aplicando a Mecânica do Dano Contínuo, o MEF e formulações variacionais na implementação de um modelo de dano com gradientes de segunda e quarta ordem. Os resultados de aplicações das análises estática e dinâmica das estruturas foram confrontados com dados disponíveis na literatura.

Ferreira (2002) formulou, através da Mecânica do Dano Contínuo, um modelo constitutivo para a análise de fadiga de estruturas. Considerou-se o material com comportamento elastoplástico, cuja solução numérica foi realizada pelo uso do MEF. Ainda, neste trabalho, desenvolveu-se um ambiente gráfico para geração de malhas de elementos finitos, utilizando *softwares* comercialmente disponíveis.

Guello (2002) utilizou o MEF para modelar estruturas de concreto através da aplicação dos conceitos da Mecânica do Dano. A perda de resistência das

estruturas, devido à fissuração do concreto, foi representada pelo modelo de dano de Mazars.

Tiago *et al.* (2002) aplicaram o modelo de dano de Mazars em análise não-linear da relação força-deslocamento de uma viga em concreto armado, utilizando funções de base radial com colocação.

Gonçalves (2003) analisou a fadiga em estruturas de concreto, sujeitas às ações cíclicas, levando em conta os conceitos da Mecânica do Dano Contínuo. A formulação da pesquisa se deu via MEF, para estruturas bidimensionais de concreto. O modelo constitutivo adotado foi o de dano isotrópico.

Através de modelos numéricos, Pituba (2003) estendeu os conceitos de Mecânica do Dano Contínuo propondo um modelo constitutivo para o concreto, que teve por hipótese a equivalência de energia entre o meio danificado real e o meio contínuo equivalente. Inicialmente o concreto foi considerado um meio elástico isotrópico. Com a evolução do dano o concreto passou a apresentar anisotropia apresentando respostas bimodulares para a tração e compressão. Os resultados numéricos foram comparados com resultados experimentais.

Ainda utilizando um modelo de dano, Araújo (2003) realizou uma análise dinâmica não-linear de estruturas reticulares planas em concreto armado, simulando o amortecimento estrutural por efeito da danificação. O modelo formulado permitiu a reprodução de laços de histerese do concreto, observados experimentalmente em diagramas de tensão-deformação uniaxiais, sob carregamentos cíclicos.

Nóbrega (2004) trabalhou com análise estática e dinâmica de estruturas de concreto, comparando resultados experimentais, numéricos e analíticos. Embora esta pesquisa seja aplicada a estruturas pré-moldadas, utilizou-se nos modelos desenvolvidos o Método dos Elementos Finitos, fundamentado na Teoria da Elasticidade e na Mecânica do Dano Contínuo. Além disso, diferentes condições de contorno foram aplicadas aos modelos. Os resultados demonstraram a viabilidade de testes não-destrutivos e precisos para a determinação da rigidez das ligações, do dano provocado pela fissuração e alteração de condições estruturais diversas.

Jankowiak e Lodygowski (2005) apresentaram um modelo constitutivo de dano plástico para o concreto, cujo modelo da falha em tração e compressão se deu por uma variável de dano escalar. Para identificar os parâmetros do modelo foram realizados ensaios experimentais. A implementação numérica se deu no *software*

ABAQUS, cuja aplicação foi feita em duas vigas de concreto armado. Os resultados numéricos estão de acordo com os observados experimentalmente.

Segundo López (2005), o fraturamento de barragens de concreto assentadas nos maciços rochosos e submetidas a empuxos de água surge na fundação e no corpo das barragens. Assim, a partir de modelos matemáticos elaborados com elementos finitos e sob o enfoque das teorias da Mecânica do Dano e da Mecânica da Fratura não linear, analisou-se propagação de fraturas na fase de enchimento do reservatório para avaliar os deslocamentos que ocorrem na zona tracionada de fundações rochosas e o estado de deformação do maciço. Os deslocamentos foram aferidos com dados da instrumentação existente na barragem de Porto Primavera, situada entre os Estados de São Paulo e Mato Grosso do Sul, o que permitiu avaliar a segurança e estabilidade da estrutura.

O modelo de dano isotrópico desenvolvido por Tao e Phillips (2005) foi aplicado ao concreto sob estado de tensão biaxial, considerando-se respostas distintas aos esforços de tração e compressão do material. O algoritmo de dano desenvolvido foi implementado no *software ABAQUS*. A validação do modelo foi feita pela avaliação de exemplos sob carregamentos uni e biaxial, cujos resultados foram comparados com dados experimentais desenvolvidos por outros pesquisadores.

No trabalho apresentado por Ahmad, Noorzaie e Al Qbadi (2008) considerou-se a segurança da BEFC Bakun, na Malásia. O estudo foi desenvolvido pela análise das tensões principais da BEFC através do MEF. O problema foi tratado de forma bidimensional, considerando-se o estado plano de deformações e um modelo hiperbólico não-linear.

Araújo (2007) formulou um modelo dos processos físicos irreversíveis com dano e plasticidade para análise não-linear estática e dinâmica de estruturas reticulares planas em concreto armado, reproduzindo os deslocamentos residuais relacionados tanto ao comportamento plástico do concreto danificado quanto ao escoamento do aço e, permitindo a descrição de laços de histerese em ciclos de carregamento e descarregamento em ensaios experimentais uniaxiais.

Rodrigues e Manzoli (2010) desenvolveram um modelo constitutivo de dano combinado para representar o comportamento de materiais quase-frágeis, quando solicitados à tração e/ou compressão. Para associar os modelos utilizam-se as tensões efetivas correspondentes ao estado degradado do modelo à compressão como tensões efetivas do modelo de dano à tração. O modelo combinado é capaz

de fornecer respostas frente aos carregamentos de tração e compressão alternados, considerando o fechamento e reabertura de fissuras existentes.

O modelo de dano desenvolvido por Babu *et al.* (2010), válido para o regime de pequenas deformações, levou em conta a resposta bimodular do concreto à tração e compressão, considerando-se a elasticidade e isotropia. Pela avaliação do modelo constatou-se mais dano em tração do que na compressão, ou seja, a perda de rigidez do concreto foi maior frente ao esforço de tração.

Souza e Machado (2011) apresentaram um estudo sobre o comportamento estrutural de peças de concreto com fissura prévia frente ao acoplamento do modelo constitutivo clássico de dano proposto por Mazars com um modelo de fraturamento no modo I. O modelo acoplado foi aplicado em um tirante armado, cuja análise numérica não-linear se deu através do MEF.

Para simular a evolução do dano até o colapso de elementos de concreto simples e armado, Martínez e Luna (2012) formularam um modelo constitutivo que considera superfícies de dano diferentes em tração e compressão. Na representação do concreto simples os autores utilizaram uma superfície de dano que considera o abrandamento por deformação, já para o concreto armado considerou-se plasticidade e endurecimento da armadura pela superfície de *von Mises*. A validade do modelo se deu através de exemplos numéricos, cujos resultados foram comparados com os obtidos experimentalmente e extraídos da literatura.

Dois estudos computacionais, utilizando o MEF, foram realizados por Souza e Machado (2013). O primeiro caso analisou unidimensionalmente a viga em concreto armado apresentada em Jarek^(c) *et al.* (2011), considerando o modelo de dano de Mazars e o critério de falha de Tsai e Wu (1971)* *apud* Souza e Machado (2013). No segundo caso a resposta estrutural de um tirante armado foi analisada acoplando-se a Mecânica do Dano Contínuo e a Mecânica da Fratura, ou seja, utilizou-se o modelo de dano de Mazars e um modelo de fraturamento no modo I. Os dois resultados foram satisfatórios.

Mazars e Hamon (2013) desenvolveram um modelo de dano, chamado micro (μ) modelo, que parte do modelo original de Mazars e inclui duas variáveis internas para levar em conta o comportamento unilateral de concreto (abertura e

* TSAI, S. W.; WU, E. M. (1971). A general theory of strength for anisotropic materials. **Journal of Composite Materials**, n. 1, v. 5, p. 58-80.

fechamento de fissuras). A formulação realizada em 3D, que combina a elasticidade e dano, respeitando os princípios termodinâmicos dos processos irreversíveis, é essencial para carregamentos cíclicos, especialmente para o comportamento sísmico de estruturas de concreto, segundo os autores.

Utilizando o modelo de dano de Mazars e o MEF, Souza (2014) modelou um bloco de concreto armado sobre estacas. A modelagem numérica proposta mostrou a distribuição de fissuras no bloco, como se esperava. Apesar da dificuldade encontrada em relação a definição dos parâmetros utilizados na lei de evolução da variável de dano, verificou-se que os modelos baseados na Mecânica do Dano Contínuo são válidos para análise do comportamento do concreto.

Wang *et al.* (2014) estudaram numericamente, utilizando o MEF, as lajes da barragem de enrocamento de Gongboxia, na China. Devido à grande variação de temperaturas, tanto no inverno e verão quanto durante o dia e noite, fissuras verticais surgem no topo dos painéis das lajes, próximas ao nível da água. Os resultados mostraram que as tensões induzidas pela temperatura são as principais causas da fissuração das lajes e que a variação do nível da água provoca as fissuras verticais. Em relação à análise estrutural verificou-se que tensões de tração induzidas devido ao peso da barragem, à pressão hidrostática e à reologia do enrocamento, combinadas com as tensões induzidas por temperatura provocam o aumento de fissuras em ambos os lados da margem.

5.5 COMENTÁRIOS SOBRE O CAPÍTULO DE MECÂNICA DO DANO

Os modelos baseados na MDC mostram-se adequados para representar o comportamento do concreto sob trincas generalizadas. A danificação do concreto gera perda de rigidez e alteração na permeabilidade. O presente trabalho desenvolve o modelo de dano para o concreto, considerando a influência da fissuração do concreto, provocada pelo estado de tensões, e propõe uma associação entre a variável de dano e a permeabilidade do meio.

6 ENSAIOS LABORATORIAIS

O desenvolvimento desta tese envolveu testes experimentais que foram realizados em duas etapas. A primeira parte foi feita no laboratório de hidráulica da Universidade de Innsbruck, na Áustria, com o objetivo de testar a tecnologia de cabos de fibras óticas para identificação de áreas de fissuração de estruturas e posterior aplicação em áreas mais propícias às falhas, ou seja, zonas de maior danificação estrutural. A segunda etapa foi realizada no LAME (LACTEC – UFPR), em Curitiba, no intuito de se relacionar permeabilidade e dano.

6.1 PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS – TESTE DE DETECÇÃO DE INFILTRAÇÃO EM MEIO PERMEÁVEL ATRAVÉS DE SISTEMA DE FIBRAS ÓTICAS

Para verificar a sensibilidade do sistema de monitoramento por fibras óticas na detecção de infiltração, através de alterações no campo de temperaturas medidas ao longo das fibras, testes laboratoriais foram realizados na Universidade de Innsbruck, Áustria.

Os testes foram feitos em uma célula de pressão (caixa em aço), com a frente em vidro, de 6 m de comprimento, 0,6 m de largura e 1,3 m altura (FIGURA 31).



FIGURA 31 – CÉLULA DE PRESSÃO

Em cima da célula há um reservatório de água que permite a aplicação de uma pressão de até 10 m de coluna de água na caixa, com o auxílio de bomba, porém este recurso não foi utilizado na realização dos testes.

No fundo da célula foi instalado um tubo de drenagem para permitir a saída da água que infiltra no solo (FIGURA 32).



FIGURA 32 – INTERIOR DA CÉLULA DE PRESSÃO

O sistema de drenagem está ligado a uma tubulação externa à célula de pressão que termina em uma calha, permitindo assim a saída de água (FIGURA 33).



FIGURA 33 – SAÍDA DE ÁGUA

Após a instalação da tubulação de drenagem colocou-se dentro da célula uma camada de 0,4 m de altura de brita (FIGURA 34).



FIGURA 34 – CAMADA DE BRITA

Na sequência, inseriu-se na célula 0,6 m de altura de material filtrante, areia, no qual foram instalados cabos híbridos de 5 mm², composto por fibras óticas envolvidas por seis fios de cobre, para utilização do Método do Aquecimento na verificação de áreas de infiltração. Os cabos foram distribuídos linearmente a 0,1 m; 0,2 m e 0,3 m da superfície (FIGURA 35).



FIGURA 35 – CAMADA DE AREIA E CABO

Sobre a areia colocou-se uma manta impermeável, de borracha (FIGURA 36), na qual se construíram aberturas centrais para simular as fissuras estruturais. As aberturas foram feitas com estilete. Cinco larguras de aberturas foram testadas: 2 mm, 5 mm, 10 mm, 15 mm e 20 mm. O comprimento de 0,45 m das aberturas manteve-se constante para todos os testes (FIGURA 37).



FIGURA 36 – MANTA IMPERMEÁVEL

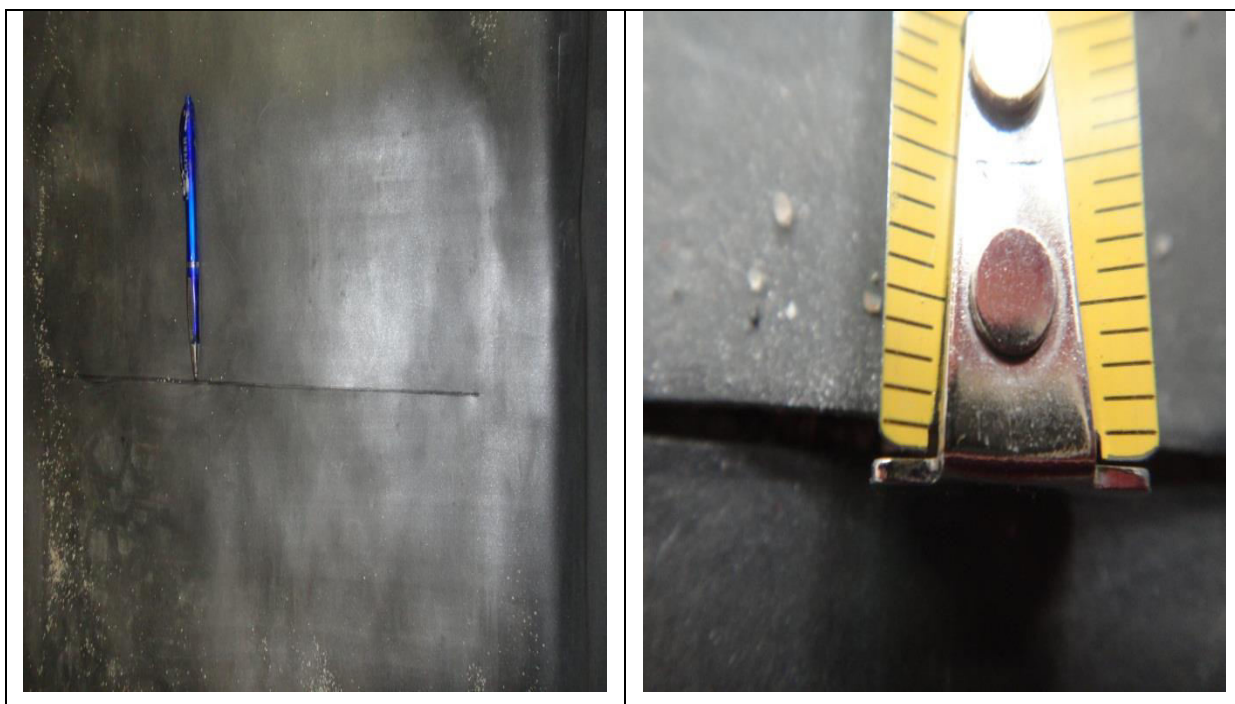


FIGURA 37 – CONSTRUÇÃO DA FISSURA (ABERTURA)

Sobre a manta de borracha foram colocados pesos para manter a fissura na dimensão desejada, evitando que a manta se movesse durante a realização dos ensaios (FIGURA 38).



FIGURA 38 – PESOS PARA MANTER A ABERTURA

O posicionamento dos materiais é mostrado esquematicamente na FIGURA 39.

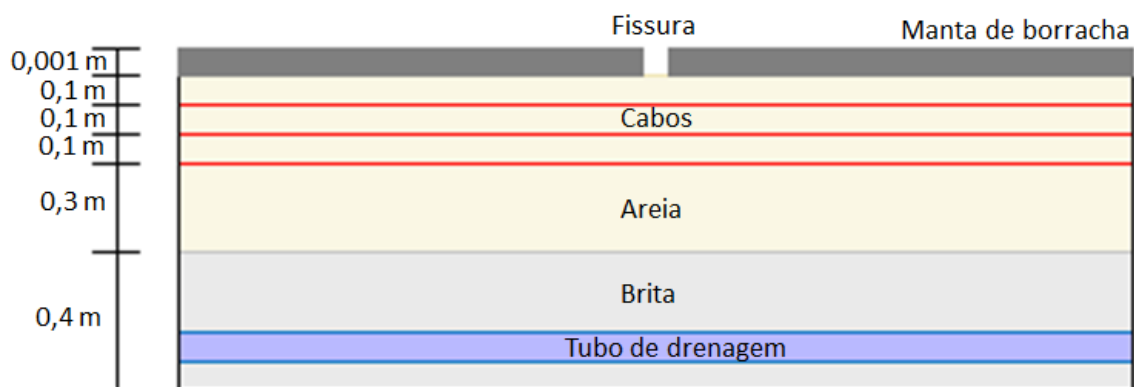


FIGURA 39 – POSICIONAMENTO DOS MATERIAIS

Nas extremidades da caixa uma quantidade extra de cabo híbrido foi deixada para calibrar o sistema de medição. O cabo extra é usado como medida de referência para o sistema de detecção de diferença de temperatura, ficando exposto ao ar em uma das extremidades e submerso na água, na outra extremidade (FIGURA 40 e FIGURA 41).



FIGURA 40 – SISTEMA DE REFERÊNCIA DOS CABOS

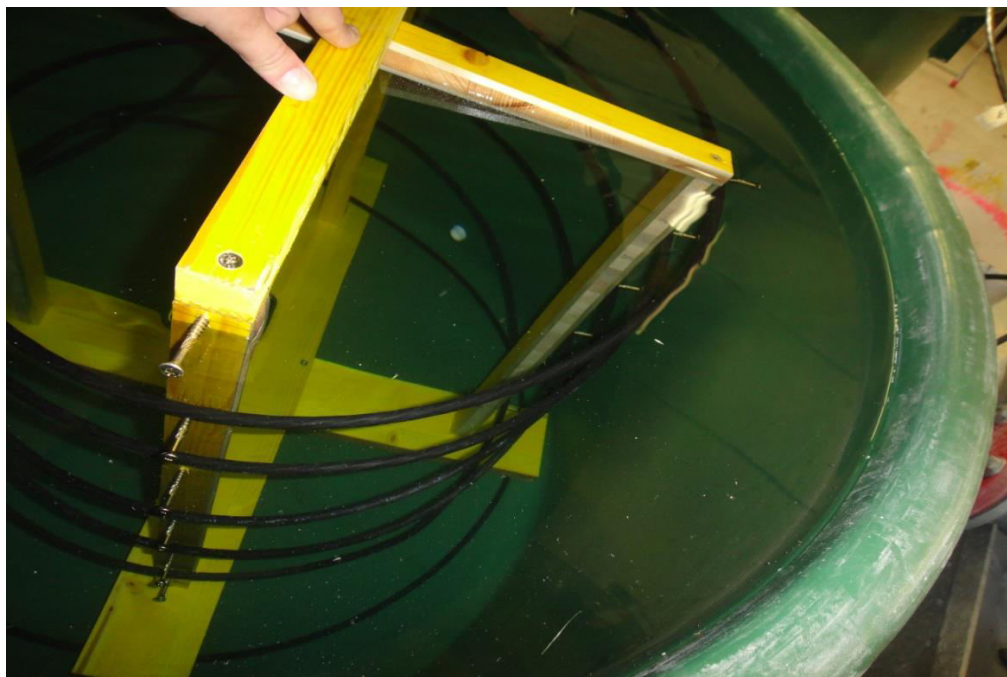


FIGURA 41 – SISTEMA DE REFERÊNCIA NA ÁGUA

Para iniciar as medições conectaram-se os cabos nos equipamentos adequados.

A fibra ótica foi ligada ao equipamento da *Sensornet Sentinel DTS* (*Distributed Temperature Sensor*), que engloba a emissão do *laser* nas fibras óticas, a unidade de avaliação óptica e o computador para controle e aquisição dos dados (FIGURA 42).

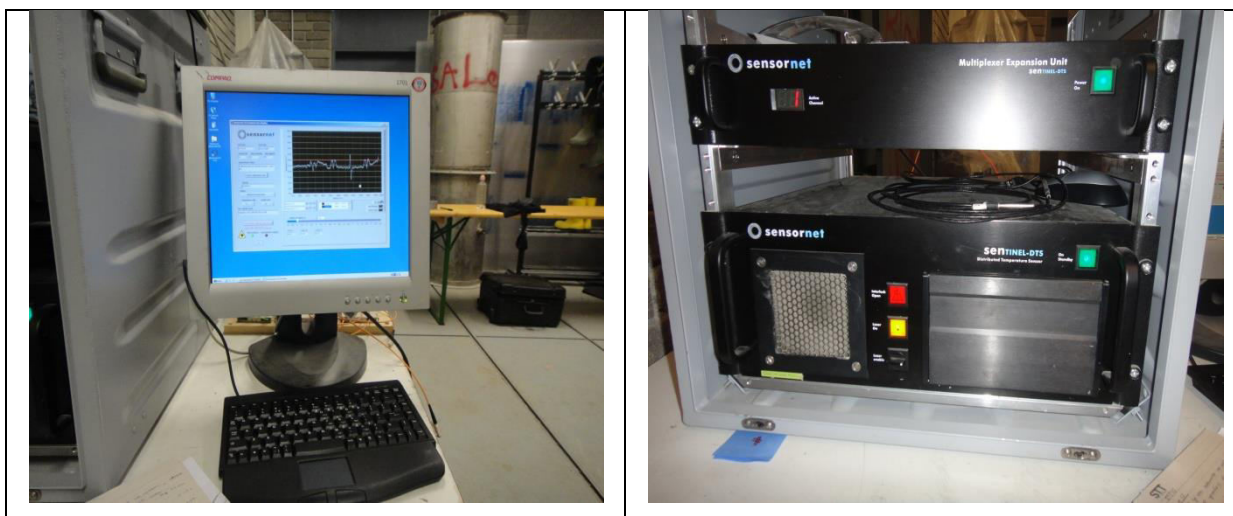


FIGURA 42 – EQUIPAMENTO DTS

O sistema *DTS* fornece um valor médio de temperatura a cada 1,02 m do cabo, com uma precisão de cerca de $\pm 1^\circ\text{C}$ e resolução de $0,01^\circ\text{C}$. As temperaturas são registradas ao longo do cabo do sensor óptico como um perfil contínuo.

Os cabos de cobre foram conectados no equipamento *EA-PS 9300-75* da *EA Elektro-Automatik* (FIGURA 43).

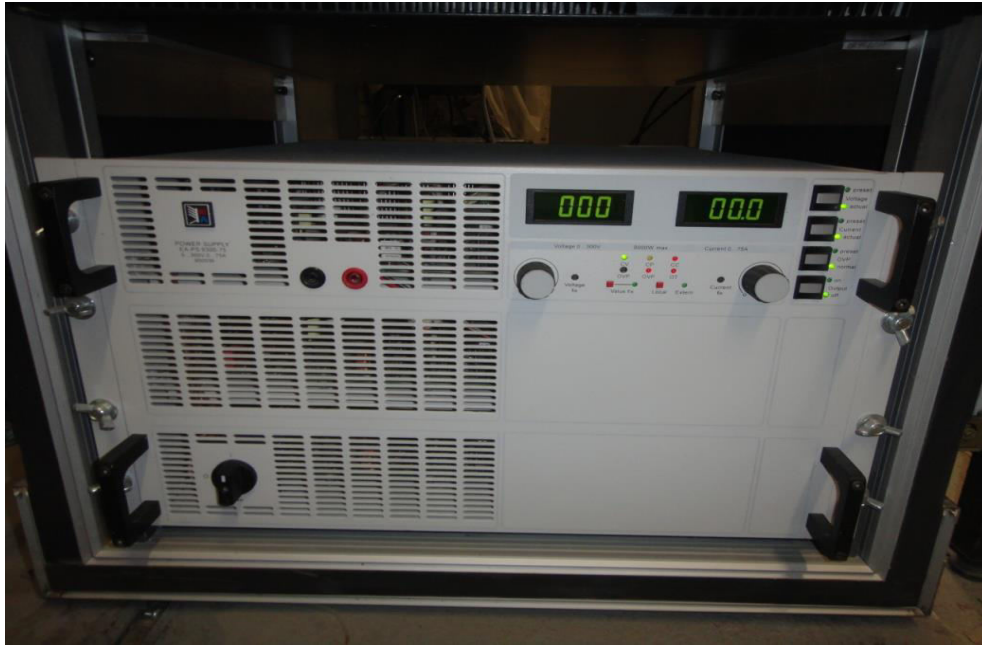


FIGURA 43 – EQUIPAMENTO *EA-PS 9300-75*

A entrada de calor foi gerada mediante a aplicação de tensão nos condutores no interior do cabo, calculada seguindo a sequência de equações:

$$R_{el} = \frac{\rho_{el} 2L}{A_{el}} = \frac{0,0178 \cdot 2 \cdot 155}{1,5} = 3,68 \, \Omega \quad (94)$$

A potência aplicada P , que corresponde ao fluxo de calor q de $10 \, \text{W/m}$, é:

$$P = q \cdot L = 10 \cdot 155 = 1550 \, \text{W} \quad (95)$$

A corrente é obtida pela relação apresentada em:

$$I = \frac{P}{R_{el}} = \frac{1550}{3,68} = 20,50 \, \text{A} \quad (96)$$

Finalmente a tensão U é apresentada por:

$$U = I \cdot R_{el} = 20,50 \cdot 3,68 = 75,50 \, \text{V} \quad (97)$$

Em que:

R_{el} é a resistência elétrica do condutor;

ρ_{el} é resistência elétrica específica do condutor;

A_{el} é a área do condutor;

P é a potência aplicada = 1550 W (equivalente a um fluxo de calor de 10 W/m);

U é a tensão aplicada;

I é a corrente elétrica;

L é o comprimento do condutor.

De forma geral, o esquema do ensaio é mostrado na FIGURA 44.

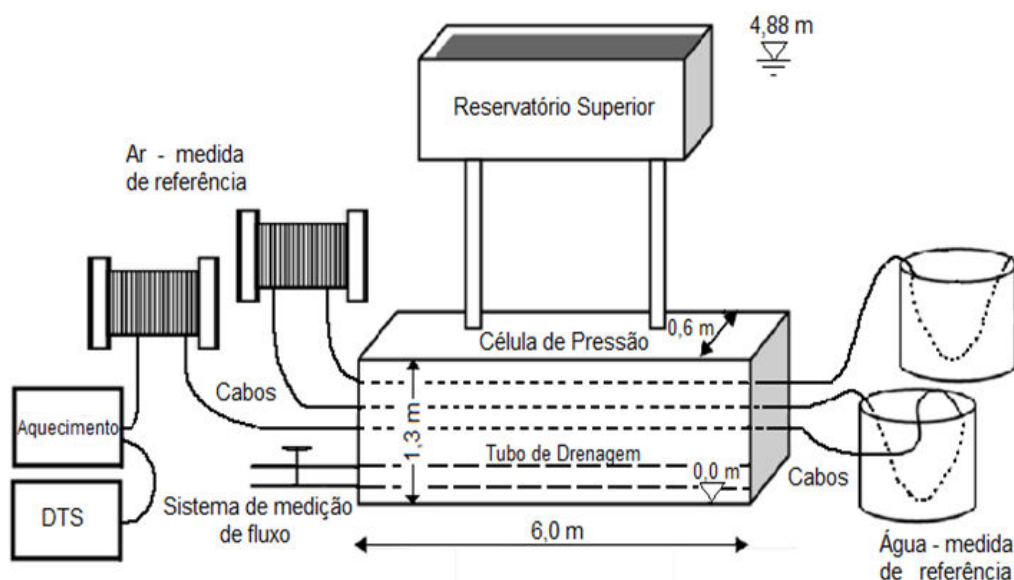


FIGURA 44 – ESQUEMA DO ENSAIO

O início dos testes foi realizado na ausência de infiltração para a obtenção de valores de referência, que formam a base comparativa na identificação de focos de percolação de água verificados pela diferença de temperatura medida nos cabos híbridos. Assim, a sequência de passos do teste sem a presença de água foi:

- Leitura da temperatura pelo equipamento *DTS*, sem o aquecimento dos cabos, durante 14 minutos;
- Aplicação nos cabos de uma tensão de 75 V e corrente de 21 A por uma hora e leitura das temperaturas durante este processo;
- Leitura do sistema por mais 30 minutos, na fase de resfriamento dos cabos.

Na sequência realizou-se um teste por dia considerando as diferentes aberturas na manta para a simulação das fissuras estruturais. A metodologia seguida foi a mesma para todos os tamanhos de fissura:

- Construção da fissura – abertura da manta por ensaio: 2 mm, 5 mm, 10 mm, 15 mm e 20 mm;
- Inserção de água na célula de pressão até uma altura marcada na manta (0,27 m);
- Leitura da temperatura pelo equipamento *DTS*, sem o aquecimento dos cabos, durante 14 minutos;
- Aplicação nos cabos, por uma hora, de uma tensão de 75 V e corrente de 21 A e leitura das temperaturas durante este processo;
- Leitura do sistema por mais 30 minutos, na fase de resfriamento dos cabos;
- Medição da variação do nível de água;
- Esgotamento da água remanescente na célula de pressão.

6.1.1 Resultados dos testes de infiltração

Para cada abertura da membrana foram realizadas medidas indiretas de vazão através da variação do nível da água no interior da célula que ocorreu durante o período de uma hora, ou seja, mediu-se o volume inicial de água e retirou-se deste valor o volume final de água. Os resultados são apresentados no QUADRO 4.

Abertura da fissura (mm)	Vazão (m ³ /h)
2	0,1746
5	0,3726
10	0,4284
15	0,4356
20	0,4410

QUADRO 4 – VAZÃO

Para encontrar a velocidade de percolação de água em cada fissura dividiu-se a vazão obtida pela área de passagem da água, ou seja, a área da fissura que representa o dano do material. Os resultados são apresentados no QUADRO 5.

Abertura da fissura (mm)	Área da fissura (m ²)	Velocidade de percolação (cm/s)
2	0,00090	5,39E ⁻⁴
5	0,00225	4,60E ⁻⁴
10	0,00450	2,64E ⁻⁴
15	0,00675	1,79E ⁻⁴
20	0,00900	1,36E ⁻⁴

QUADRO 5 – ABERTURA DA FISSURA *VERSUS* VELOCIDADE DE PERCOLAÇÃO

As próximas figuras apresentam o resultado das curvas de aquecimento dos cabos 1, 2 e 3, para a seção onde a fissura foi construída. Em todas as figuras foram plotadas as curvas do teste de referência para verificação da diferença de temperaturas obtidas quando a infiltração ocorre.

A FIGURA 45 mostra os resultados obtidos para a abertura da fissura de 2 mm.

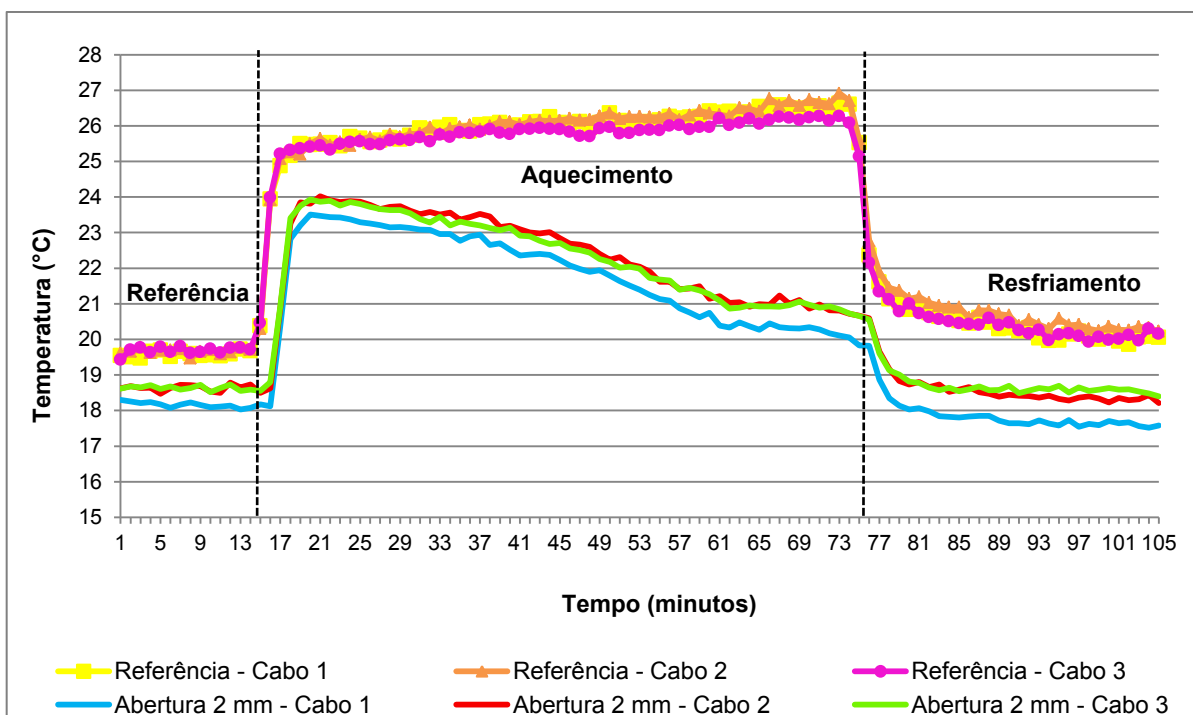


FIGURA 45 – TEMPERATURA *VERSUS* TEMPO – ABERTURA 2 mm

A FIGURA 46 apresenta os resultados obtidos para a abertura da fissura de 5 mm.

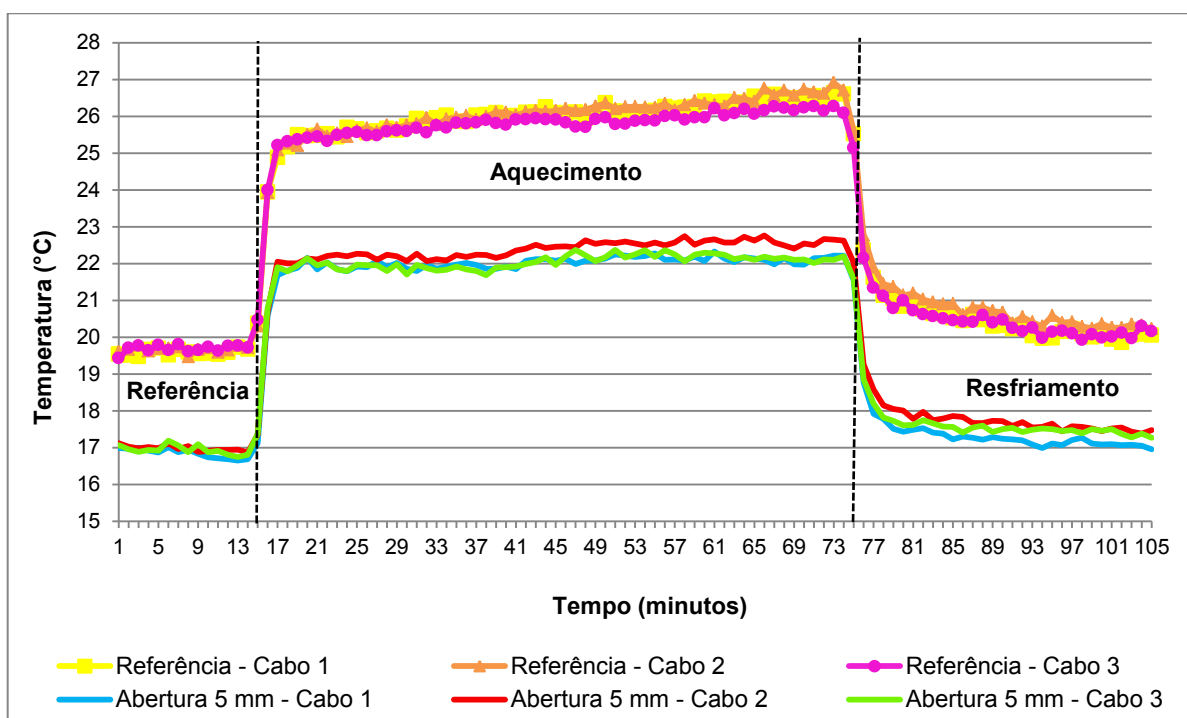


FIGURA 46 – TEMPERATURA VERSUS TEMPO – ABERTURA 5 mm

Os resultados apresentados na FIGURA 47 estão relacionados com a abertura da fissura de 10 mm.

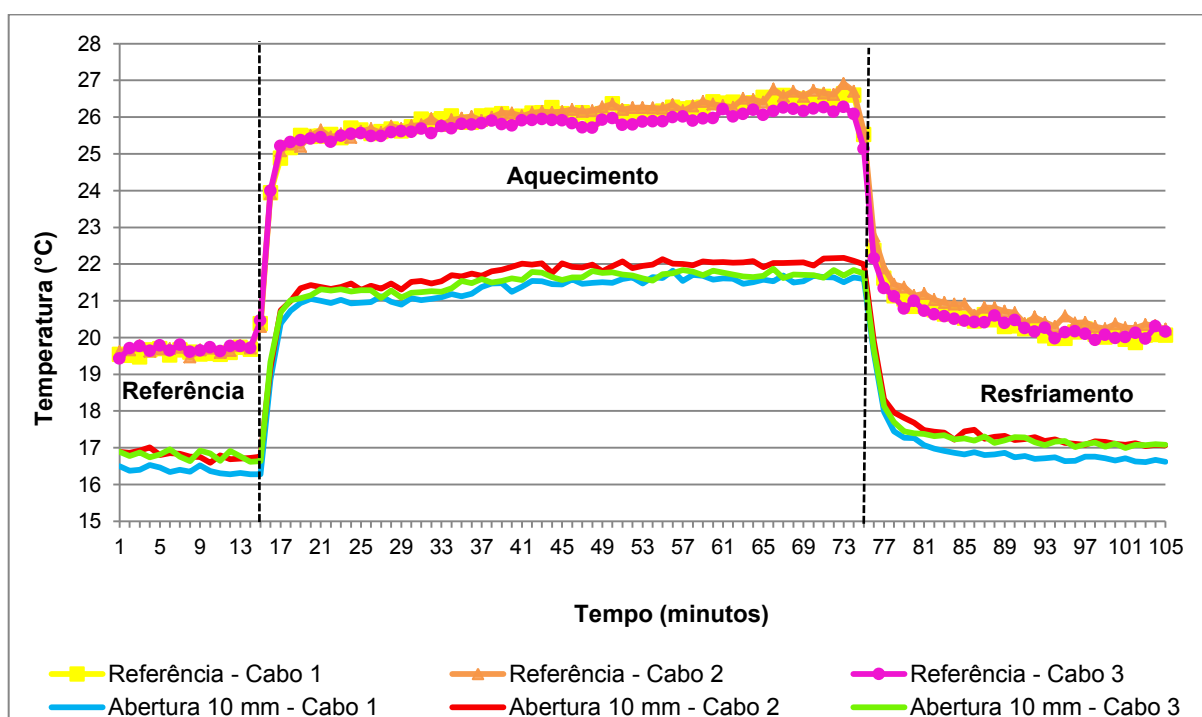


FIGURA 47 – TEMPERATURA VERSUS TEMPO – ABERTURA 10 mm

A FIGURA 48 se refere aos resultados para a abertura da fissura de 15 mm.

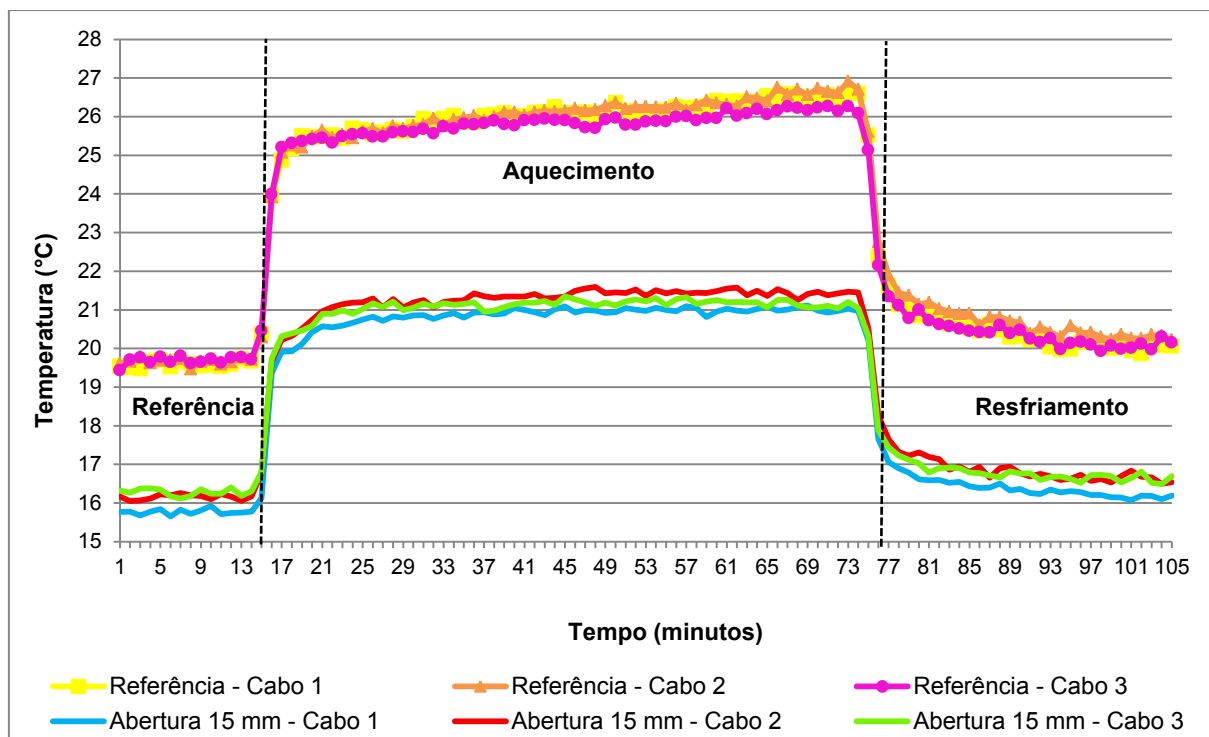


FIGURA 48 – TEMPERATURA VERSUS TEMPO – ABERTURA 15 mm

A FIGURA 49 mostra os resultados obtidos para a abertura da fissura de 20 mm.

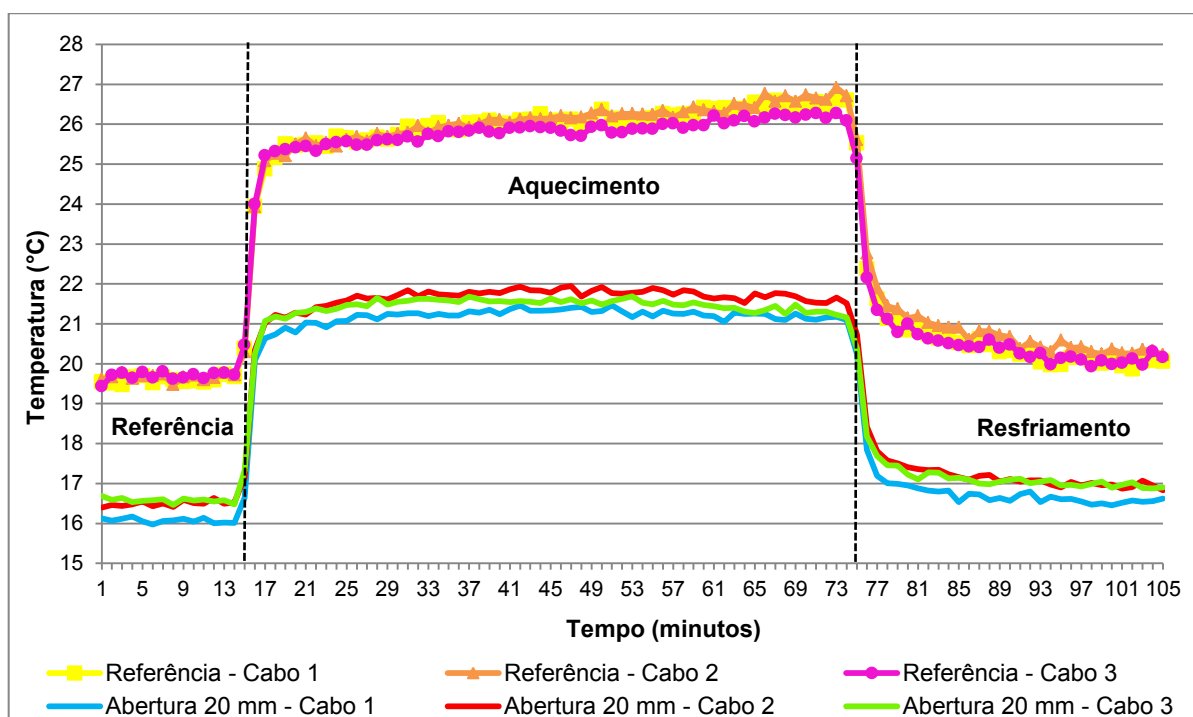


FIGURA 49 – TEMPERATURA VERSUS TEMPO – ABERTURA 20 mm

Os resultados dos testes para identificação de infiltração a partir das diferenças de temperaturas entre o instante final de aquecimento (leitura aos 73 minutos) e o instante de referência (leitura aos 13 minutos, sem aquecimento dos cabos) estão apresentados: no QUADRO 6 para o primeiro cabo localizado à 0,10 m da manta; no QUADRO 7 para o segundo cabo à 0,20 m da manta e no QUADRO 8 para o terceiro cabo à 0,3 m da manta.

Para a abertura de 2 mm considerou-se, na mensuração da temperatura, o trecho em que os cabos foram realmente aquecidos, pois pela FIGURA 45 nota-se uma falha no procedimento de aquecimento que não foi percebida no decorrer do teste, ocorrida pela queda de uma das fases de energia elétrica que alimentava o equipamento de aquecimento - *EA-PS 9300-75*. Apesar disso foi possível identificar o trecho fissurado, lendo-se as temperaturas aos 13 minutos e 21 minutos do ensaio.

Os quadros citados apresentam os resultados dos trechos de cabo que efetivamente estão dentro da caixa e do solo, que é o objeto de estudo. Dessa forma, a parte referente à transição de entrada e saída dos cabos da célula de pressão não será evidenciada.

Designou-se como medida de referência a mensuração da variação de temperatura realizada nos cabos, sem a presença de água no interior da caixa de ensaio, ou seja, sem infiltração.

Variação de temperaturas (ΔT) no cabo 1 ($^{\circ}\text{C}$)	Comprimento do cabo (m)				
	1	2	3	4	5
Medida de referência	7,90	6,98	6,96	7,45	7,92
Abertura = 2 mm	5,91	5,64	5,43	5,78	5,84
Abertura = 5 mm	6,72	6,07	5,53	6,19	6,47
Abertura = 10 mm	6,55	5,72	5,36	5,90	6,30
Abertura = 15 mm	6,42	5,50	5,25	5,88	6,11
Abertura = 20 mm	6,43	5,66	5,25	5,66	5,97

QUADRO 6 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA *VERSUS* COMPRIMENTO DO CABO 1

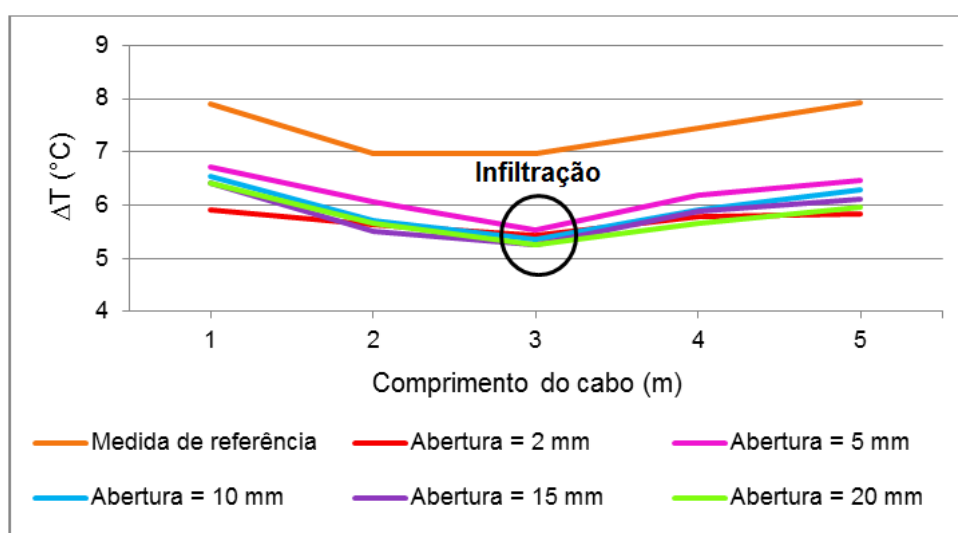
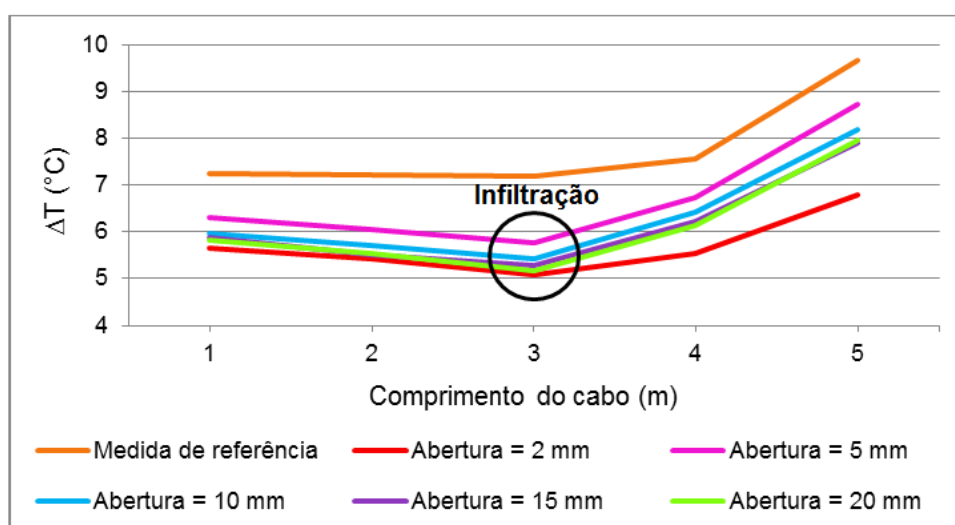
Variação de temperaturas (ΔT) no cabo 2 ($^{\circ}\text{C}$)	Comprimento do cabo (m)				
	1	2	3	4	5
Medida de referência	7,23	7,23	7,20	7,56	9,66
Abertura = 2 mm	5,66	5,42	5,08	5,55	6,79
Abertura = 5 mm	6,30	6,05	5,78	6,73	8,74
Abertura = 10 mm	5,96	5,72	5,44	6,43	8,18
Abertura = 15 mm	5,89	5,51	5,29	6,23	7,89
Abertura = 20 mm	5,82	5,55	5,16	6,15	7,95

QUADRO 7 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA *VERSUS* COMPRIMENTO DO CABO 2

Variação de temperaturas (ΔT) no cabo 3 ($^{\circ}\text{C}$)	Comprimento do cabo (m)				
	1	2	3	4	5
Medida de referência	7,21	6,84	6,55	6,86	7,34
Abertura = 2 mm	5,91	5,41	5,34	5,64	6,04
Abertura = 5 mm	6,42	5,76	5,29	6,21	6,63
Abertura = 10 mm	6,43	6,34	5,21	5,50	5,87
Abertura = 15 mm	5,90	5,14	4,90	5,53	6,16
Abertura = 20 mm	5,56	5,15	5,00	5,40	5,96

QUADRO 8 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA *VERSUS* COMPRIMENTO DO CABO 3

Graficamente, apresentam-se os resultados do QUADRO 6, QUADRO 7 e QUADRO 8 na FIGURA 50 para o cabo 1, na FIGURA 51 para o cabo 2 e na FIGURA 52 para o cabo 3.

FIGURA 50 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA *VERSUS* COMPRIMENTO DO CABO 1FIGURA 51 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA *VERSUS* COMPRIMENTO DO CABO 2

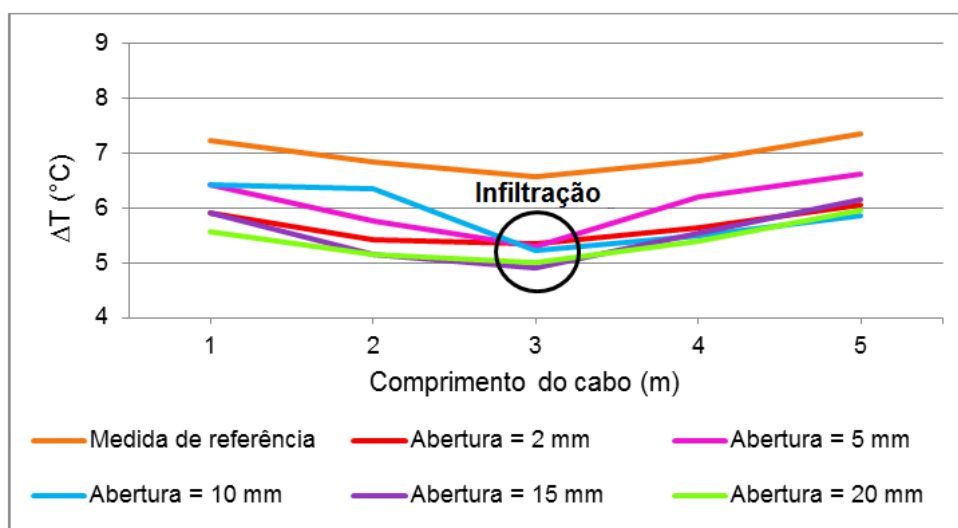


FIGURA 52 – VARIAÇÃO DE TEMPERATURA VERSUS COMPRIMENTO DO CABO 3

Os resultados dos testes para investigação de infiltração, apresentados na FIGURA 50, FIGURA 51 e FIGURA 52 e no QUADRO 6, QUADRO 7 e QUADRO 8, mostram que para todas as aberturas da manta de borracha (2 mm, 5 mm, 10 mm, 15 mm e 20 mm) foi possível identificar infiltração a partir de diferenças de temperaturas dos cabos híbridos. O indicador da presença de infiltração foi mais nítido no ponto do cabo mais próximo ao local da infiltração, pois além da saturação do meio, tem-se a maior velocidade de percolação, que acelera a dissipação do calor gerado no cabo.

6.2 SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS – TESTE DE PERMEABILIDADE EM CORPOS DE PROVA DE CONCRETO DANIFICADOS

A segunda parte dos testes laboratoriais foi realizada no LAME – Laboratório de Materiais e Estruturas, dentro do convênio LACTEC – UFPR, em Curitiba, para análise da permeabilidade e módulo de elasticidade do concreto com dano.

Para a realização dos ensaios extraíram-se corpos de prova cilíndricos, 150 x 150 mm, de uma viga ensaiada à flexão, descrita na pesquisa de Jarek^(c) *et al.* (2011) (FIGURA 53 e FIGURA 54), cujas propriedades dos materiais são apresentadas no QUADRO 9.

Materiais	Propriedades	
Concreto	Módulo de Elasticidade Inicial do Concreto – E_c (MPa)	30.200
	Resistência Média à Compressão – f_{cm} (MPa)	39,5
	Resistência Média à Tração – f_{tm} (MPa)	4,45
	Deformação de Referência à Tração – ϵ_0	0,000147
	Peso Específico – g_c (kN/m ³)	23,6
	Coefficiente de Poisson	0,2
Aço da Armadura	Módulo de Elasticidade – E_a (MPa)	210.000
	Tensão de Escoamento – f_y (MPa)	500
	Peso Específico – g_a (kN/m ³)	78,5
	Coefficiente de Poisson	0,3

QUADRO 9 – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DA VIGA



FIGURA 53 – VIGA ENSAIADA À FLEXÃO

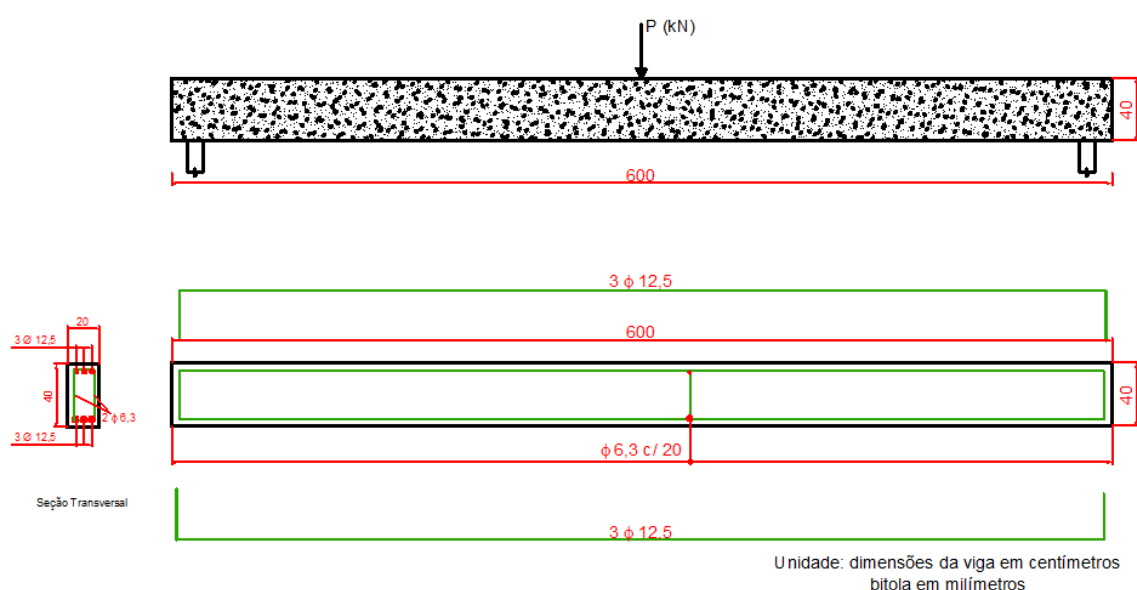
FONTE: JAREK^(c) *et al.* (2011)

FIGURA 54 – DIMENSÕES DA VIGA ENSAIADA À FLEXÃO

FONTE: Adaptado de JAREK^(c) *et al.* (2011)

A localização dos corpos de prova retirados da viga é visualizada na FIGURA 55. As dimensões estão em cm.

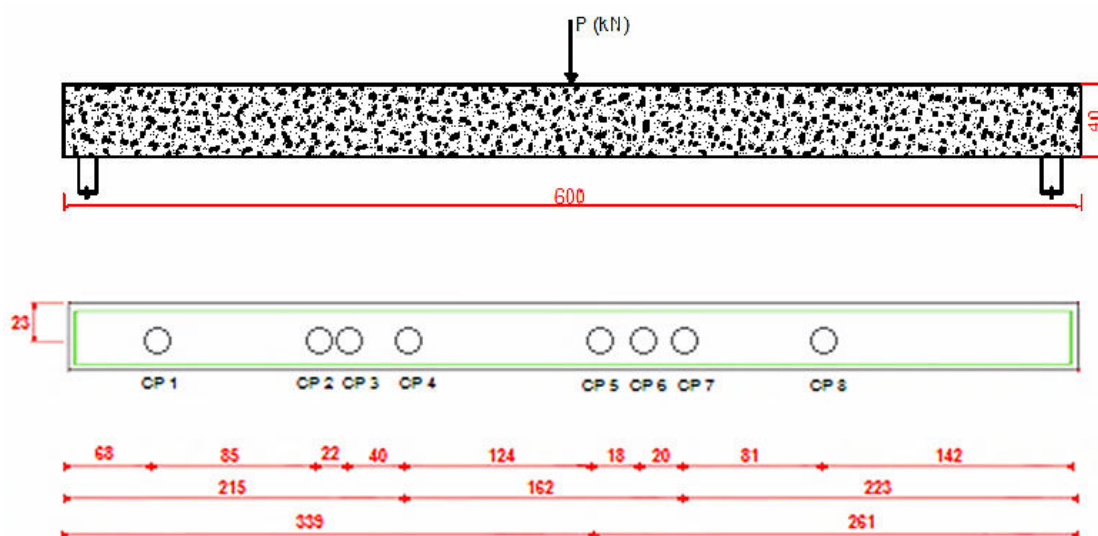


FIGURA 55 – LOCALIZAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

A extração dos corpos de prova (FIGURA 55) se deu de acordo com recomendações da ABNT - NBR 7680 (2007), que vigorava na época do ensaio. A atualização da NBR 7680 foi realizada pela ABNT em fevereiro de 2015.

Oito corpos de prova 150 x 150 mm (FIGURA 56) foram ensaiados à permeabilidade. Posteriormente testemunhos cilíndricos desses elementos, nas dimensões de 75 x 150 mm, foram extraídos e utilizados para obtenção do módulo de elasticidade do concreto danificado.

Embora a ABNT já tenha atualizado a norma de permeabilidade, datada de fevereiro de 2013, os ensaios foram realizados conforme os procedimentos da ABNT - NBR 10786 (1989), pois era a norma que vigorava na data em que os ensaios iniciaram.



FIGURA 56 – CORPOS DE PROVA

Após a extração das amostras, realizou-se a impermeabilização do perímetro lateral dos corpos de prova, que foram pintados com uma tinta betuminosa (FIGURA 57).



FIGURA 57 – IMPERMEABILIZAÇÃO LATERAL

Em seguida as amostras foram coladas, com cola epóxi, em campânulas (bujões), que fazem parte da aparelhagem do ensaio (FIGURA 58).

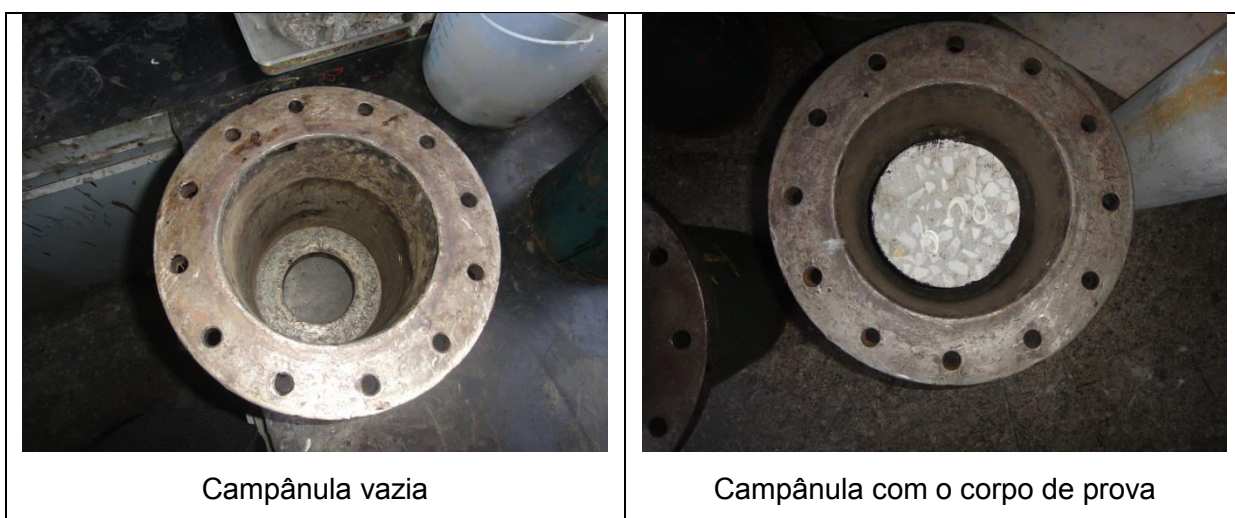


FIGURA 58 – CAMPÂNULA (BUJÃO) 117

O próximo passo foi vedar a lateral entre a campânula (bujão) e o corpo de prova com piche, para assegurar a percolação da água apenas pela face superior da amostra de concreto. Esta etapa foi realizada com três camadas de piche, para evitar a formação de bolhas e garantir a perfeita impermeabilização entre o bujão e o

corpo de prova (FIGURA 59). No topo do corpo de prova colou-se uma folha de papel para evitar que o piche impermeabilizasse também a face superior do mesmo. O papel foi retirado antes do início dos ensaios.



FIGURA 59 – VEDAÇÃO COM PICHE

Após o preparo dos corpos de prova, montaram-se as campânulas (bujões) no aparelho de permeabilidade cujo esquema é mostrado na FIGURA 60.

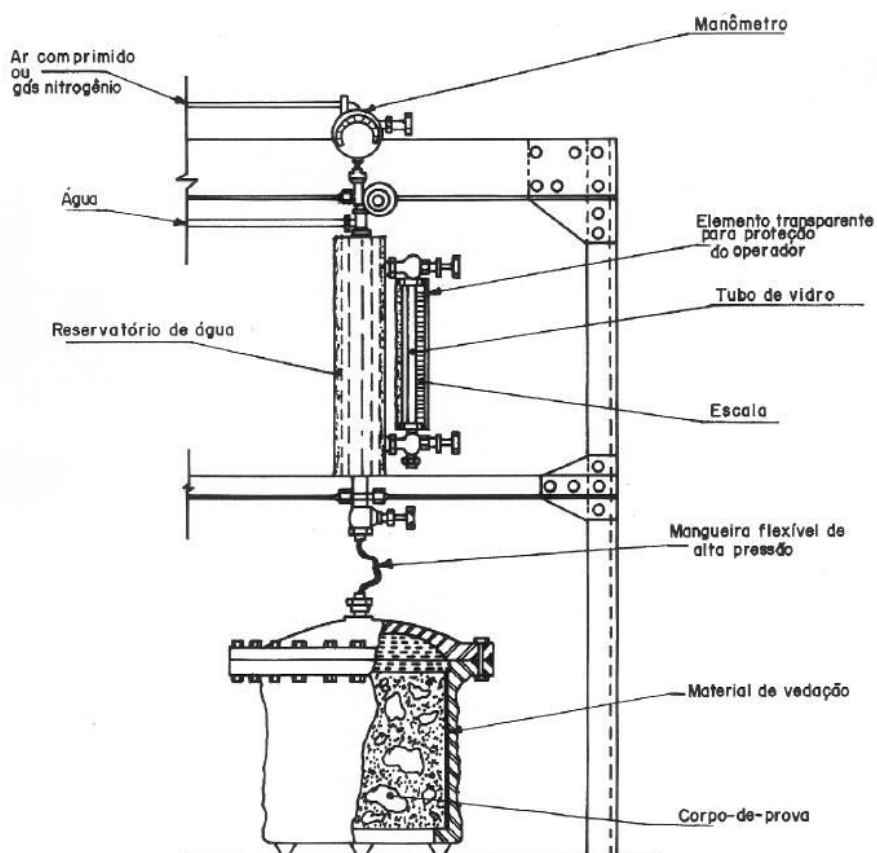


FIGURA 60 – ESQUEMA DO APARELHO DE PERMEABILIDADE

FONTE: ABNT – NBR 10786 (1989)

Pela utilização da aparelhagem da FIGURA 60, força-se a passagem de água pressurizada com nitrogênio gasoso através do corpo de prova. Pelo manômetro controla-se a pressão do ensaio e pela escala acompanha-se o nível de água que permeia o concreto.

Para a execução do ensaio, uma pressão de água de 2 MPa foi aplicada aos corpos de prova danificados. A direção de aplicação da pressão sobre o corpo de prova está geometricamente contida na superfície que define a fissura. A pressão foi mantida continuamente e o ensaio teve duração de quinhentas horas, aproximadamente vinte e um dias.

A FIGURA 61 mostra o ensaio de permeabilidade no laboratório.



FIGURA 61 – ENSAIO DE PERMEABILIDADE

Para os ensaios de módulo de elasticidade do concreto danificado, extraíram-se testemunhos das amostras utilizadas no ensaio de permeabilidade (FIGURA 62).



FIGURA 62 – EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

A determinação do módulo estático de elasticidade à compressão do concreto danificado foi realizada de acordo com as recomendações da NBR 8522 (2008). Assim, houve a necessidade de se capearem com pasta de enxofre os corpos de prova antes do início do ensaio (FIGURA 63).



FIGURA 63 – CORPOS DE PROVA CAPEADOS COM PASTA DE ENXOFRE

A FIGURA 64 mostra o ensaio de módulo de elasticidade no laboratório.

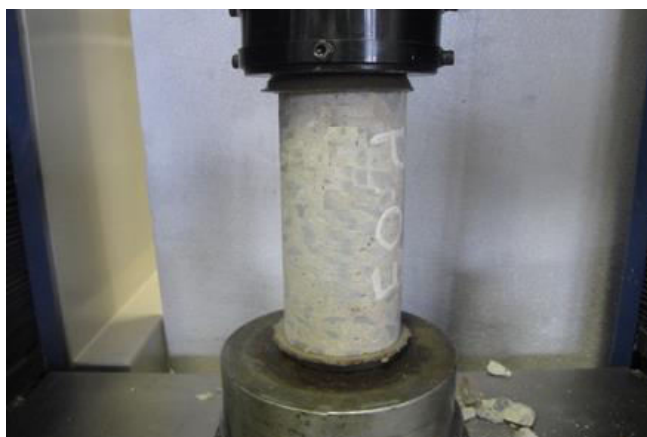


FIGURA 64 – ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE

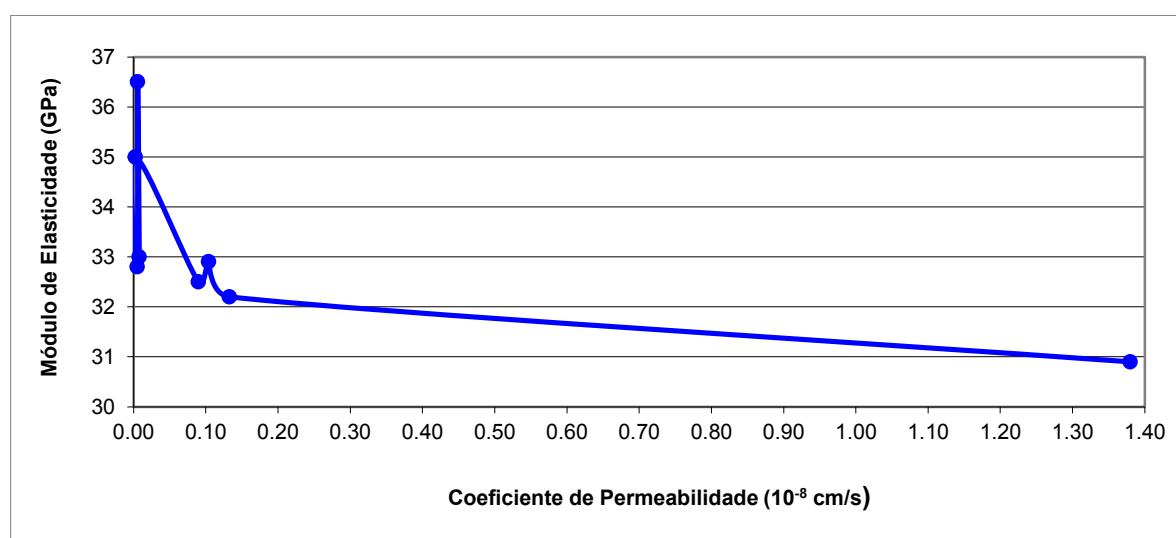
6.2.1 Resultados dos ensaios de permeabilidade e módulo de elasticidade do concreto danificado

Os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade e módulo de elasticidade do concreto com dano são apresentados no QUADRO 10.

Corpos de Prova	Permeabilidade k (cm/s)	Módulo de Elasticidade E (GPa)
CP 1	$7,87E^{-11}$	33,0
CP 2	$5,77E^{-11}$	36,5
CP 3	$2,48E^{-11}$	35,0
CP 4	$5,31E^{-11}$	32,8
CP 5	$8,97E^{-10}$	32,5
CP 6	$1,38E^{-8}$	30,9
CP 7	$1,04E^{-9}$	32,9
CP 8	$1,33E^{-9}$	32,2

QUADRO 10 – PERMEABILIDADE E MÓDULO DE ELASTICIDADE

Graficamente, na FIGURA 65, visualizam-se para as amostras da viga com dano os valores obtidos para o módulo de elasticidade E *versus* coeficiente de permeabilidade k. Para se construir uma curva ligaram-se os valores obtidos de cada amostra.

FIGURA 65 – MÓDULO DE ELASTICIDADE *VERSUS* COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

Ao substituir os valores obtidos para o módulo de elasticidade E de cada amostra danificada na equação (42), constrói-se o gráfico da FIGURA 66 que relaciona o coeficiente de dano D com o coeficiente de permeabilidade do concreto danificado.

$$D = 1 - \frac{E}{E_0} \quad (42 - \text{Repetida})$$

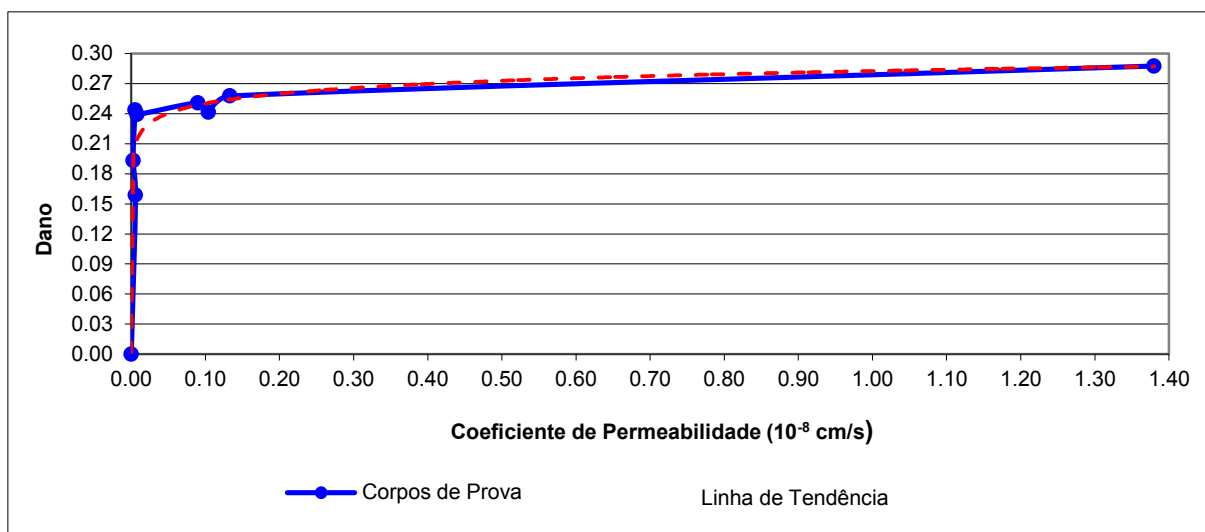


FIGURA 66 – DANO VERSUS COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

O valor do módulo de elasticidade inicial E_0 utilizado na equação (42) foi obtido segundo a expressão fornecida pela NBR 6118 (2007), equação (98). O valor utilizado para a resistência do concreto (f_{ckj}) foi de 60 MPa, obtido experimentalmente com j representando a idade do concreto de 600 dias.

$$E_0 = 5600\sqrt{f_{ckj}} = 5600\sqrt{60} = 43377,41 \text{ MPa} = 43,38 \text{ GPa} \quad (98)$$

A equação (99) apresenta a relação entre o dano D e o coeficiente de permeabilidade k , obtida pela equação da linha de tendência dos resultados, cujo erro quadrático é $R^2 = 0,9231$.

$$D = 0,0141 \ln k + 0,5429 \quad (99)$$

Escrevendo a equação (99) de outra forma, tem-se na equação (100a) e na (100b) a relação entre o coeficiente de permeabilidade k , medido em cm/s, e o coeficiente de dano D .

$$k = e^{\left(\frac{D-0,5429}{0,0141}\right)} \quad (100a)$$

$$k = 0,14(10^{-3})D - 40,37(10^{-6}) \quad (100b)$$

A equação (100a) tem validade limitada ao intervalo de dano apresentado na FIGURA 66. Para se extrapolar o limite de validade da equação (100a) e se chegar na equação linear (100b), partiu-se do valor limite apresentado na FIGURA 66 e fixou-se o valor de 10^{-4} cm/s para o coeficiente de permeabilidade do concreto completamente danificado ($D=1$). Este valor corresponde à permeabilidade de uma areia, ou seja, de um material granular. Portanto, se o concreto danificado se comporta como um material granular, ele não apresenta mais rigidez suficiente para manter a estrutura estável, sendo considerado completamente danificado. Cabe ressaltar que as equações (100a) e (100b) provêm de um estudo inicial que relaciona dano e permeabilidade de poucos corpos de prova retirados de uma única viga.

6.3 COMENTÁRIOS SOBRE O CAPÍTULO DE ENSAIOS LABORATORIAIS

Dois ensaios foram apresentados no presente estudo: (i) Ensaio de detecção de variação do campo térmico em meios permeáveis através de cabos híbridos de fibras óticas; (ii) Ensaio de correlação da permeabilidade e do dano em corpos de prova de concreto.

Embora sejam em número reduzido, os ensaios confirmam duas premissas desta tese: a de que se há dano, há alteração da permeabilidade do concreto; e, havendo alteração de permeabilidade do concreto haverá um gradiente térmico detectável pela instrumentação.

No próximo capítulo será apresentada a modelagem numérica considerando a possibilidade de correlacionar os conceitos da MDC com a variação da permeabilidade.

7 MODELAGEM NUMÉRICA

A utilização de trabalhos numéricos, no campo da Engenharia Estrutural, tem sido frequente. O avanço tecnológico computacional, a facilidade em se obter resultados, o curto tempo dispensado e o baixo custo das pesquisas numéricas, quando comparadas as experimentais, têm estimulado os meios técnicos e científicos a desenvolverem modelagem matemática para investigação de diversos tipos de problemas.

Dentre as diferentes técnicas utilizadas nas modelagens numéricas, o Método dos Elementos Finitos (MEF), amplamente difundido, foi utilizado no desenvolvimento desta tese.

Nesse contexto, o presente capítulo traz conceitos e informações sobre a formulação numérica utilizada no desenvolvimento do modelo de análise de dano e permeabilidade da laje de BEFC, cuja implementação é feita em linguagem de programação *Fortran*^{*}.

7.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Amplamente aplicado nos problemas estruturais da Engenharia Civil, Mecânica, Aeronáutica e Naval, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem sido utilizado por muitos pesquisadores da área.

De acordo com Hutton (2004), o termo elemento finito foi aplicado a primeira vez em 1960 por Clough, em problemas de análise de estado plano de tensões.

Na mesma década, nos Estados Unidos, desenvolveu-se o primeiro *software* de elementos finitos, chamado *Nastran*, cuja aplicação foi destinada aos programas de investigação e exploração espacial (HUTTON, 2004).

Ao longo dos anos outros *softwares* de elementos finitos foram sendo desenvolvidos, como o *Ansys*, *Algor* e *Cosmos/M* (HUTTON, 2004).

^{*} Intel® Parallel Studio XE 2015 Composer Edition for Fortran Windows* Integration for Microsoft Visual Studio* 2013, Version 15.0.0107.12, Copyright © 2002-2014 Intel Corporation.

Atualmente, com o desenvolvimento computacional, o MEF tem sido aplicado na solução de vários problemas de análise estrutural, estática e dinâmica; transferência de calor; escoamento de fluidos; eletromagnetismo e respostas sísmicas (HUTTON, 2004).

O MEF é um método de aproximação da solução analítica de um problema, que consiste em discretizar ou dividir o meio contínuo (domínio e contorno) em subdomínios ou elementos finitos interconectados em pontos nodais (nós). Os nós formam a malha de elementos finitos conforme mostra a FIGURA 67.

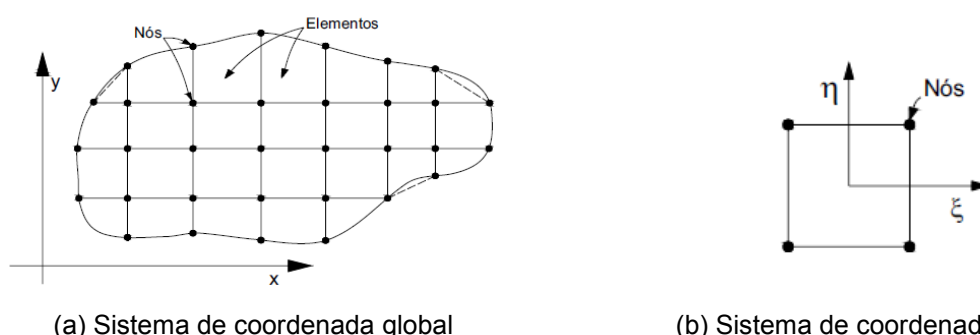


FIGURA 67 – MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA UM CONTÍNUO ARBITRÁRIO
FONTE: SILVA (2007)

Para cada subdomínio adotam-se aproximações locais com o emprego de funções simples, geralmente funções polinomiais, devido à facilidade de integração e diferenciação das mesmas. A partir da interpolação dessas funções, cujos parâmetros são os deslocamentos nodais, geram-se as matrizes dos elementos que fornecem o campo de deslocamentos de cada elemento. Na sequência obtém-se o estado de deformações, que permite definir o estado de tensões no elemento ao associá-lo às leis constitutivas do material. Pelo estado de tensões se definem os esforços internos, que devem estar em equilíbrio com as ações externas (ASSAN, 2003 *apud* SCREMIN, 2011).

O sistema global de equações, que gera a matriz de rigidez da estrutura, é formado a partir do agrupamento (somatório) das matrizes características obtidas para cada elemento, cuja solução fornece os valores das incógnitas nos pontos nodais.

Os elementos podem assumir diversas formas, sendo definidos pela sua geometria (triangulares, quadriláteros), funções de aproximação e tipo de problema para o qual foram desenvolvidos.

A convergência da aproximação depende da escolha das funções interpolantes e da malha de elementos finitos (ÁLVARES, 1993).

O MEF pode ser aplicado a problemas 1-D, 2-D e 3-D, em análises estáticas ou dinâmicas, lineares ou não-lineares.

Como procedimento geral para análise de elemento finito, Hutton (2004) cita os seguintes passos:

- Pré-processamento, que inclui a definição:
 - geométrica do domínio do problema;
 - do tipo de elemento que será utilizado;
 - das propriedades dos materiais dos elementos;
 - das propriedades geométricas dos elementos como tamanho, área, entre outros;
 - das conectividades dos elementos - malha;
 - das restrições – condições de contorno;
 - dos carregamentos.
- Processamento - solução;
- Pós-processamento, que compreende a análise e avaliação dos resultados da solução.

Uma análise através do MEF depende do tipo de problema envolvido. Aplicado às barragens, por exemplo, o MEF, segundo Silva (2007), possibilita o cálculo de tensões e deformações, bem como a identificação de zonas potenciais de deformação de tração e compressão, prováveis de apresentarem trincas e fissuras, que podem levar a estrutura ao fraturamento e colapso.

7.1.1 Princípio dos trabalhos virtuais

O princípio dos trabalhos virtuais, atribuído a *John Bernoulli*, estabelece o equilíbrio de um sistema. Segundo Cook, Malkus e Plesha (1989), o trabalho realizado pelas tensões internas na deformação virtual de um corpo iguala-se ao trabalho realizado pelas forças externas exteriores nos deslocamentos virtuais dos seus pontos de aplicação.

De acordo com Soriano (2003), o funcional de energia Π , que representa a energia potencial total de cada elemento, é definido pela soma das energias: interna U_{int} e externa U_{ext} :

$$\Pi = U_{int} + 2U_{ext} = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \{\sigma\}^T \{\varepsilon\} d\Omega - 2 \left(\frac{1}{2} \int_{\Omega} \{u\}^T \{b\} d\Omega - \frac{1}{2} \int_{\partial\Omega} \{u\}^T \{p\} d\partial\Omega \right) \quad (101)$$

Em que:

$\{\sigma\}$ é o vetor de tensões;

$\{\varepsilon\}$ é o vetor de deformações;

$\{u\}$ é o vetor dos deslocamentos nodais;

$\{b\}$ é o vetor das forças de corpo;

$\{p\}$ é o vetor das forças de superfície;

Ω é o volume do corpo;

$\partial\Omega$ é superfície do corpo.

A expressão que equivale ao princípio dos trabalhos virtuais é dada pela condição de estacionariedade do funcional de energia, expressa por (SORIANO, 2003):

$$\delta\Pi = \int_{\Omega} \{\delta\varepsilon\}^T \{\sigma\} d\Omega - \int_{\Omega} \{\delta u\}^T \{b\} d\Omega - \int_{\partial\Omega} \{\delta u\}^T \{p\} d\partial\Omega = 0 \quad (102)$$

Ou:

$$\int_{\Omega} \{\delta\varepsilon\}^T \{\sigma\} d\Omega = \int_{\Omega} \{\delta u\}^T \{b\} d\Omega + \int_{\partial\Omega} \{\delta u\}^T \{p\} d\partial\Omega \quad (103)$$

em que $\delta\varepsilon$ é a variação do campo de deformações e δu é a variação do campo de deslocamentos.

Dentro do conceito do MEF, interpreta-se uma estrutura ou um corpo sólido como a reunião de n elementos, que somados representam o corpo ($\Omega = \sum_n \Omega_n$). Para cada elemento se têm os vetores: dos graus de liberdade $\{q_n\}$, que reúnem os deslocamentos nodais; dos deslocamentos $\{u_n\}$ e das deformações $\{\varepsilon_n\}$, como segue:

$$\{q_n\} = [C_n] \{q\} \quad (104)$$

$$\{u_n\} = [N] \{q\} \quad (105)$$

$$\{\varepsilon_n\} = [\partial]\{u_n\} \quad (106)$$

$$[\partial] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (107)$$

$$\{\varepsilon_n\} = [\partial]\{u_n\} = [B]\{q\} \quad (108)$$

$$[B] = [\partial][N] \quad (109)$$

Em que:

$[C_n]$ é a matriz de conexão entre os graus de liberdade globais e locais;

$\{q\}$ é o vetor global dos graus de liberdade;

$[N]$ é a matriz das funções de forma;

$\{u_n\}$ é o vetor dos deslocamentos;

$\{\varepsilon_n\}$ é o vetor das deformações;

$[B]$ é a matriz que relaciona deformações e deslocamentos.

Substituindo-se a equação (104) e a equação (108) na equação (103), a expressão de trabalhos virtuais torna-se:

$$\int_{\Omega} \{\delta q\}^T [B]^T \{\sigma\} d\Omega = \int_{\Omega} \{\delta q\}^T [N]^T \{b\} d\Omega + \int_{\partial\Omega} \{\delta q\}^T [N]^T \{p\} d\partial\Omega \quad (110)$$

em que $\{\delta q\}$ é o vetor da variação dos graus de liberdade globais.

De forma mais compacta, pode-se reescrever a equação (110) como:

$$\int_{\Omega} [B]^T \{\sigma(\varepsilon)\} d\Omega = \{R\} \quad (111)$$

em que $\{R\}$ é o vetor da carga total aplicada, dado por:

$$\{R\} = \int_{\Omega} [N]^T \{b\} d\Omega + \int_{\partial\Omega} [N]^T \{p\} d\partial\Omega \quad (112)$$

Verifica-se na equação (110) que o esforço depende do vetor incógnita $\{q\}$. Uma vez que o vetor de deformações $\{\varepsilon\}$ depende de $\{q\}$ e o vetor de tensões $\{\sigma\}$ depende de $\{\varepsilon\}$, tem-se a seguinte relação constitutiva:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (113)$$

em que $[D]$ é a matriz constitutiva do material.

Substituindo-se as equações (108) e (113) na equação (111), tem-se :

$$\int_{\Omega} [B]^T [D] \{\varepsilon\} d\Omega = \left(\int_{\Omega} [B]^T [D] [B] d\Omega \right) \{q\} = [K] \{q\} \quad (114)$$

em que $[K]$ é a matriz de rigidez da estrutura, obtida pela soma das matrizes de rigidez de cada elemento finito. No sistema local, a matriz de rigidez de cada elemento é dada por:

$$[K_n] = \int_{\Omega} [B_n]^T [D] [B_n] d\Omega \quad (115)$$

Em se tratando de estados planos, pode-se simplificar o número de incógnitas do problema, cuja discretização ocorre no plano (x,y). Assim, trata-se o problema de forma bidimensional, cuja matriz de rigidez elementar torna-se:

$$[K_n] = \int_{\Omega_n} [B_n]^T(x,y) [D] [B_n](x,y) d\Omega = \int_{\partial\Omega_n} [B_n]^T [D_s] [B_n] d\partial\Omega \quad (116)$$

Com a matriz da relação constitutiva $[D_s]$ dada pela equação (117), em que h é a espessura do contínuo no ponto considerado:

$$[D_s] = \int_h [D] dz \quad (117)$$

7.1.2 Elementos finitos isoparamétricos bidimensionais

Os elementos finitos isoparamétricos surgiram da necessidade de se analisar domínios com contornos irregulares, uma vez que, além do campo das variáveis incógnitas, estes elementos são capazes de modelar a geometria do corpo (ÁLVARES, 1993).

A ideia fundamental da formulação desses elementos consiste na transformação do sistema de coordenadas real, do domínio de forma irregular, para um sistema definido em um domínio natural, normalizado, com forma regular quadrada, que simplifica o processo de integração numérica. As mesmas funções utilizadas no mapeamento de coordenadas são utilizadas na interpolação dos graus de liberdade dos nós. Essa transformação deve garantir uma correspondência biunívoca, segundo Álvares (1993), para assegurar a inversibilidade da mesma.

A FIGURA 68 ilustra o processo de transformação de coordenadas.

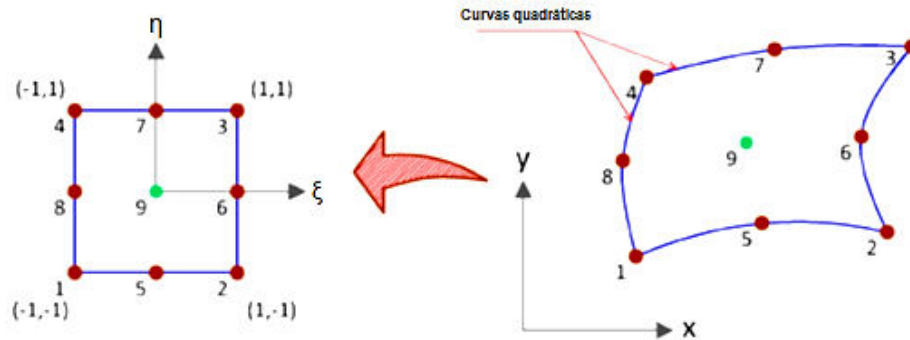


FIGURA 68 – TRANSFORMAÇÃO DE COORDENADAS REAL (x, y) E NATURAL (xi, eta)
FONTE: Adaptado de SCREMIN (2011)

As transformações de coordenadas assumem, geralmente, a seguinte forma:

$$x = x(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^n x_i N_i(\xi, \eta) \quad (118)$$

$$y = y(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^n y_i N_i(\xi, \eta)$$

Em que:

x_i e y_i são as coordenadas dos n pontos do elemento finito (nós).

$N_i(\xi, \eta)$ são as funções de interpolação geométrica, adotadas como funções de forma.

Para um elemento de quatro nós, a função de interpolação é expressa por:

$$N_i = \frac{1}{4} (1 + \xi \xi_i) (1 + \eta \eta_i) \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (119)$$

A integração numérica, para a determinação da matriz de rigidez do elemento, utiliza a quadratura de Gauss. Para o caso bidimensional, segundo Cook (1995), admite-se uma função genérica $\phi(\xi, \eta)$, que usa n^2 pontos de Gauss, dada por:

$$I = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \phi(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \phi(\xi_i, \eta_j) w_i w_j \quad (120)$$

em que $w_i w_j$ é o produto dos pesos ou dos fatores ponderadores.

Na FIGURA 69 são apresentadas as posições dos pontos internos de Gauss para o elemento isoparamétrico plano com quatro nós.

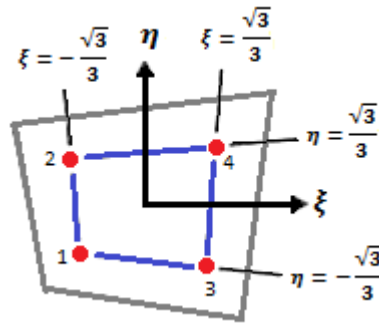


FIGURA 69 – PONTOS INTERNOS DE GAUSS
FONTE: Adaptado de COOK (1995)

A matriz de rigidez do elemento isoparamétrico plano é dada por:

$$[K_n] = \int_{\Omega_n} [B_n]^T(x, y) [D_s] [B_n](x, y) d\Omega = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n [B_n]^T(\xi_i, \eta_j) [D_s] [B_n](\xi_i, \eta_j) \det[J] w_i w_j \quad (121)$$

em que $[J]$ é a matriz jacobiana que processa a transformação linear entre os sistemas de coordenadas, definida para um elemento de 4 nós por:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad i = 1, 4 \quad (122)$$

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial \xi} x_i & \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial \xi} y_i \\ \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial \eta} x_i & \sum_{i=1}^4 \frac{\partial N_i}{\partial \eta} y_i \end{bmatrix} \quad (123)$$

Com:

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} &= \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial \xi} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} &= \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial \eta} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{aligned} \quad i = 1, 4 \quad (124)$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial N_i}{\partial x} &= \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} &= \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y}\end{aligned} \quad i = 1,4 \quad (125)$$

7.2 MODELAGEM PELO MEF COM MODELO DE DANO DE MAZARS

No modelo constitutivo de dano proposto por Mazars (1984)^{*} *apud* Proença e Pituba (2005), a relação tensão-deformação é dada por:

$$\{\sigma\} = [D_0(1 - D)]\{\varepsilon\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (126)$$

Em que:

$0 \leq D \leq 1$ é a variável escalar de dano;

$[D]$ é a matriz constitutiva do material danificado e

$[D_0]$ é a matriz constitutiva do material íntegro e isótropo, apresentada na equação (127a) para o estado plano de tensões e (127b) para o estado plano de deformações:

$$[D_0] = \frac{E}{1+\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (127a)$$

$$[D_0] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (127b)$$

em que E é o módulo de elasticidade e ν o coeficiente de Poisson do material.

^{*} MAZARS, J. **Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non lineaire et à la rupture du béton de structure**. Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6, 1984.

Partindo da equação (115), que fornece a matriz de rigidez $[K_n]$, escrita no sistema de referência local, para o elemento finito n do domínio Ω , tem-se:

$$\begin{aligned}
 [K_n] &= \int_{\Omega} [B_n]^T [D] [B_n] d\Omega = \int_{\Omega} [B_n]^T [D_0(1 - D)] [B_n] d\Omega \\
 [K_n] &= \int_{\Omega} [B_n]^T [D_0] [B_n] d\Omega - \int_{\Omega} [B_n]^T [D_0] D [B_n] d\Omega \\
 [K_n] &= [K_{0n}] - [\Delta K_n(D)]
 \end{aligned} \tag{128}$$

Pela equação (128), percebe-se que a matriz de rigidez de um elemento finito com dano é obtida quando se retira da matriz de rigidez do material íntegro $[K_{0n}]$ a matriz relacionada ao dano $[\Delta K_n(D)]$.

Ao somar a contribuição de todos os elementos finitos do problema, obtém-se o sistema:

$$\begin{aligned}
 [K(D)]\{u\} &= \{R\} \\
 \text{ou} \\
 [K_0]\{u\} - [\Delta K(D)]\{u\} &= \{R\}
 \end{aligned} \tag{129}$$

Em que $\{R\}$ é o vetor da carga total aplicada.

A solução do sistema não linear, apresentado na equação (129), pode ser realizada de forma incremental por etapas sucessivas ao longo do histórico de carregamento.

Assim, no instante inicial, numa fase denominada predita, assume-se que a matriz secante $[K(D)]$ é igual a matriz de rigidez elástica inicial $[K_0]$. Ao final de um passo de carga j são conhecidos: o vetor de deslocamentos $\{u_j\}$; o tensor de tensões $\{\sigma_j\}$, em equilíbrio com a carga total aplicada $\{R_j\}$ e a distribuição de deformações $\{\varepsilon_j\}$.

Na sequência, utiliza-se para o próximo passo de carga um método iterativo, como o de Newton-Raphson (FIGURA 70) e suas variações, entrando-se numa fase corretiva, em que se busca quantificar o desequilíbrio existente entre forças internas e externas, através de um critério de convergência. O processo corretivo é feito até

que a estrutura esteja em equilíbrio, ou seja, até que o vetor resíduo seja gradualmente reduzido para próximo de zero.

A cada passo de carga se calculam:

$$\begin{aligned} [K(D_{j+1})]\{u_{j+1}\} &= \{R_j\} + \{\Delta R\} = \{R_{j+1}\} \\ \{\sigma_{j+1}\} &= (1 - D_{j+1})[D_0]\{\varepsilon_{j+1}\} \\ \{\psi_{j+1}\} &= \{R_{j+1}\} - \sum_n \int_{\Omega} [B]^T \{\sigma_{j+1}\} d\Omega = \{R_{j+1}\} - \{F_{int(j+1)}\} \end{aligned} \quad (130)$$

Em que:

n é o número de elementos finitos adotados;

$\{\Delta R\}$ é o vetor de incremento de carga;

$\{\psi_{j+1}\}$ é o vetor resíduo, gerado pela diferença entre as forças nodais equivalentes ao estado de tensões (forças internas) e o carregamento externo aplicado;

$\{F_{int(j+1)}\}$ é o vetor das forças internas.

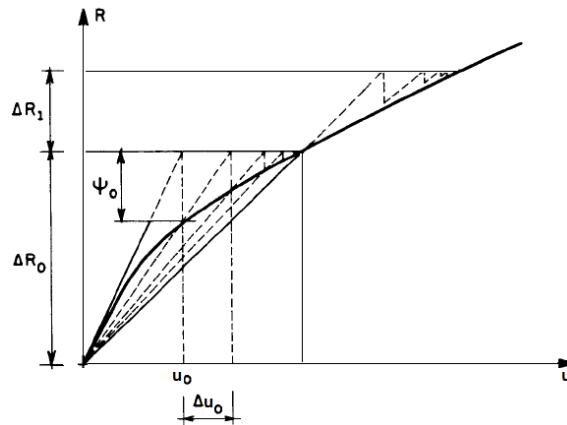


FIGURA 70 – PROCESSO ITERATIVO DE NEWTON-RAPHSON
FONTE: Adaptado de ÁLVARES (1993)

Os processos iterativos são limitados de acordo com o critério de convergência adotado. O critério de convergência para forças e deslocamentos obedece às respectivas desigualdades para cada:

$$\frac{\|\{\psi_j\}\|}{\|\{R_j\}\|} \leq \delta_R \quad (131)$$

$$\frac{\|\{\Delta u_i\}\|}{\|\{u_i\}\|} \leq \delta_u \quad (132)$$

Em que:

$\|\{\Delta u_i\}\|$ é a norma euclidiana do vetor de incremento de deslocamento correspondente a iteração i ;

$\|u_i\|$ é a norma euclidiana do vetor de deslocamento total ou acumulado, desde a primeira iteração j até a i -ésima iteração;

δ_u é a tolerância arbitrada para o deslocamento;

$\|\{\psi_j\}\|$ é a norma euclidiana do vetor de carga não equilibrada (resíduo) correspondente a iteração j ;

$\|\{R_j\}\|$ é a norma euclidiana do incremento de força do passo de solução;

δ_R é a tolerância arbitrada para a força.

A FIGURA 71 mostra o algoritmo de resolução adotado nesta tese.

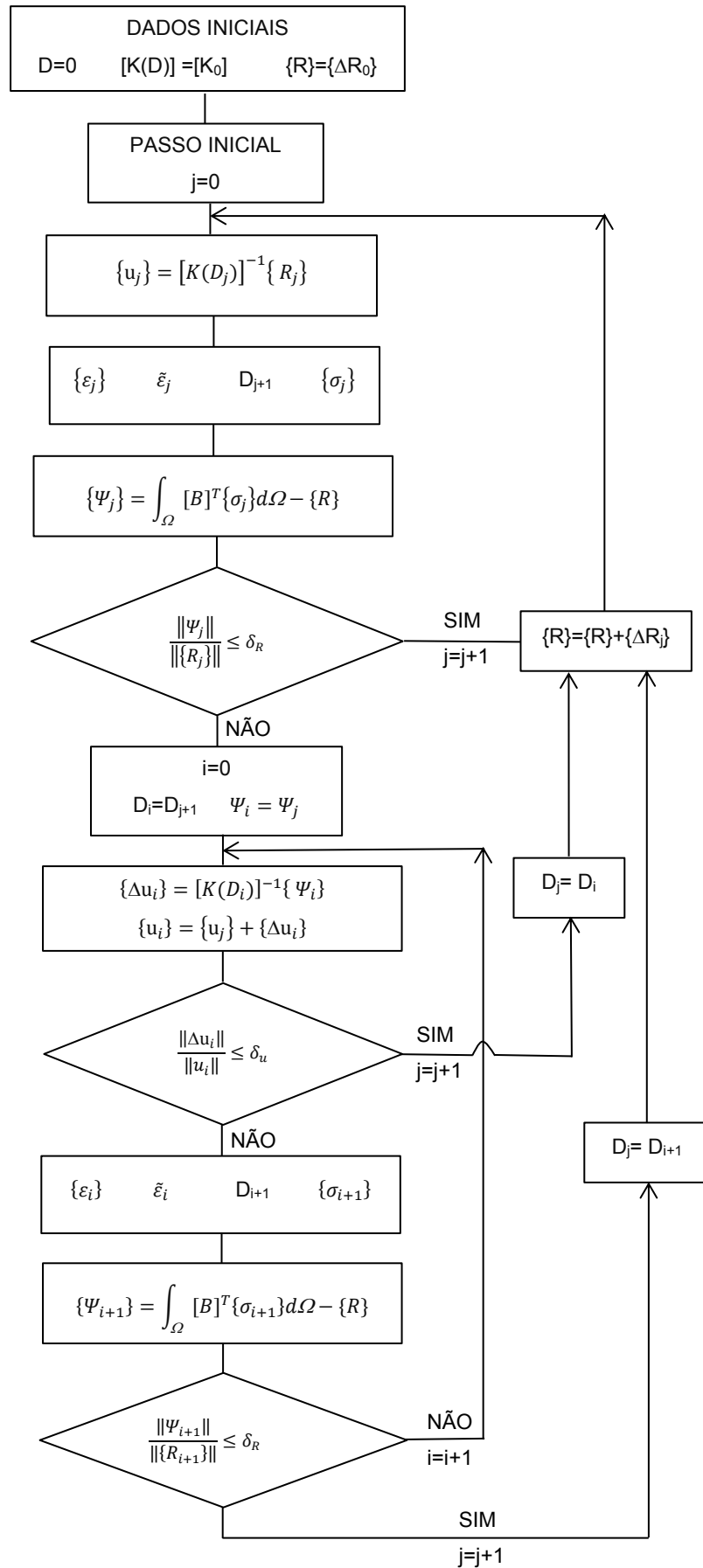


FIGURA 71 – ALGORITMO DE RESOLUÇÃO
FONTE: Adaptado de ÁLVARES (1993)

7.3 MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico bidimensional apresentado nesta tese foi desenvolvido em linguagem de programação *Fortran*^{*} e aplicado a vigas sob a condição de estado plano de tensões e a laje de BEFC considerando-se o estado plano de deformações.

Tanto o concreto quanto as armaduras longitudinais foram discretizados com elementos isoparamétricos planos de 4 nós e 2 graus de liberdade por nó. Para a solução do problema não linear, em que o carregamento foi aplicado de forma incremental, as técnicas de Newton-Raphson foram aplicadas.

A análise do dano do concreto foi possível pela implementação do modelo de dano de Mazars (1984)[†] *apud* Pituba e Proença (2005). Para armadura se adotou o modelo elasto-plástico com o critério de ruptura de *von Mises* (FIGURA 72).

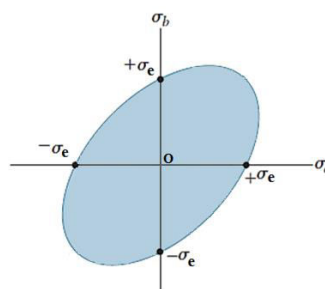


FIGURA 72 – CRITÉRIO DE RUPTURA DE VON MISES
FONTE: Adaptado de BEER *et al.* (2012)

Em que:

σ_e é a tensão de escoamento do aço;

σ_a e σ_b são as tensões principais.

O modelo foi testado em três etapas. O primeiro teste numérico foi aplicado a uma viga em concreto armado, biapoiada, para validar o modelo, cujos resultados numéricos foram comparados com os experimentais.

Na segunda etapa de testes, objetivou-se validar o modelo de viga apoiada em base elástica, cujos resultados numéricos foram comparados com os analíticos.

^{*} Intel® Parallel Studio XE 2015 Composer Edition for Fortran Windows* Integration for Microsoft Visual Studio* 2013, Version 15.0.0107.12, Copyright © 2002-2014 Intel Corporation.

[†] MAZARS, J. **Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non lineaire et à la rupture du béton de structure**. Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6, 1984.

A última etapa de testes foi a aplicação do modelo a um trecho da laje central da barragem de enrocamento de Barra Grande.

Em todos os modelos, o dano foi calculado a partir do deslocamento e consequente deformação do passo de carga ou iteração imediatamente anterior ao passo de cálculo. Ou seja, não se acumulou o dano de um passo para o outro. A cada novo passo ou nova iteração o dano foi recalculado.

A seguir são descritos os testes numéricos realizados.

7.3.1 Teste 1: modelo numérico de viga em concreto armado simplesmente apoiada sujeita a comportamento não linear produzido pelo dano – comparação com resultados experimentais

O primeiro teste numérico foi a modelagem de uma viga em concreto armado biapoiada, com 6 m de comprimento e seção transversal de 0,2 x 0,4 m (FIGURA 54). Esta viga foi ensaiada experimentalmente à flexão por Jarek^(c) *et al.* (2011), cujos resultados permitiram a comparação entre valores experimentais e numéricos.

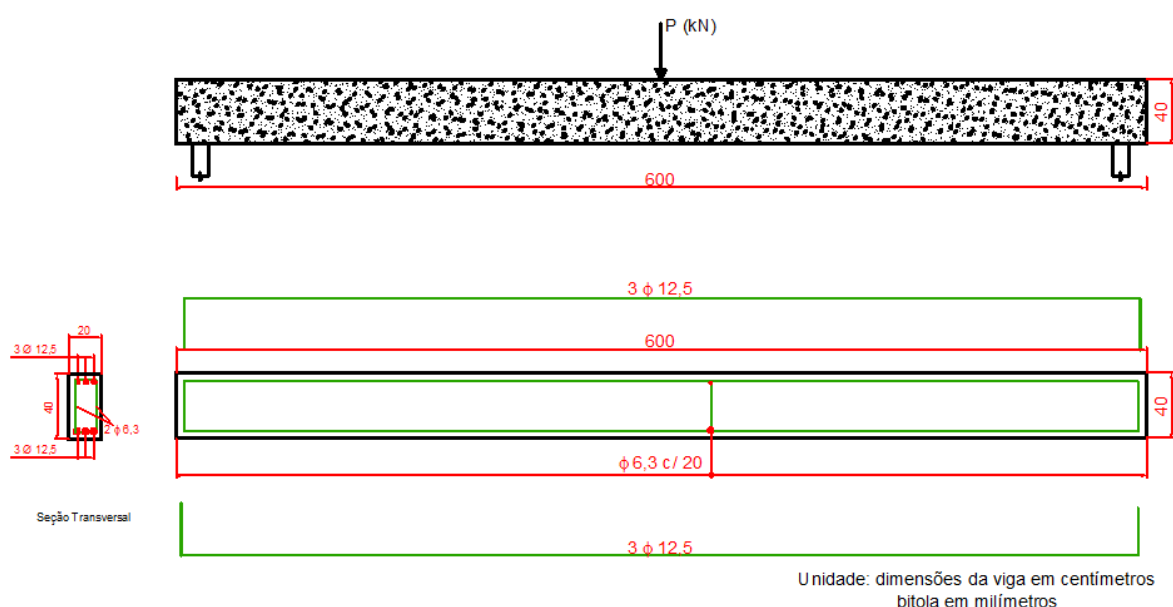


FIGURA 54 – DIMENSÕES DA VIGA ENSAIADA À FLEXÃO (REPETIDA)

FONTE: Adaptado de JAREK^(c) *et al.* (2011)

A armadura transversal da viga não foi modelada no teste numérico.

As propriedades dos materiais da viga, descritas no QUADRO 9 (repetido), alimentaram o programa.

Materiais	Propriedades	
Concreto	Módulo de Elasticidade Inicial do Concreto – E_c (MPa)	30.200
	Resistência Média à Compressão – f_{cm} (MPa)	39,5
	Resistência Média à Tração – f_{tm} (MPa)	4,45
	Deformação de Referência – ε_0	0,000147
	Peso Específico – g_c (kN/m ³)	23,6
	Coefficiente de Poisson	0,2
Aço da Armadura	Módulo de Elasticidade – E_a (MPa)	210.000
	Tensão de Escoamento – f_y (MPa)	500
	Peso Específico – g_a (kN/m ³)	78,5
	Coefficiente de Poisson	0,3

QUADRO 9 – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DA VIGA (REPETIDO)

Inicialmente a viga e a armadura longitudinal foram discretizadas com 480 elementos finitos (EF) planos isoparamétricos de quatro nós, depois mais duas malhas foram implementadas, uma com 1320 e outra com 1950 elementos (FIGURA 73). Um carregamento concentrado de 50 kN foi distribuído em 2 elementos do centro do vão da viga, cuja aplicação ocorreu de forma incremental em passos de carga de 5,0 kN. A tolerância para o erro máximo admitido no final de cada incremento foi de 0,01%, tanto para carga quanto para o deslocamento.

Na FIGURA 73 mostra-se a discretização das vigas. A letra (a) corresponde a malha de 480, a letra (b) de 1320 e a letra (c) de 1950 elementos finitos.

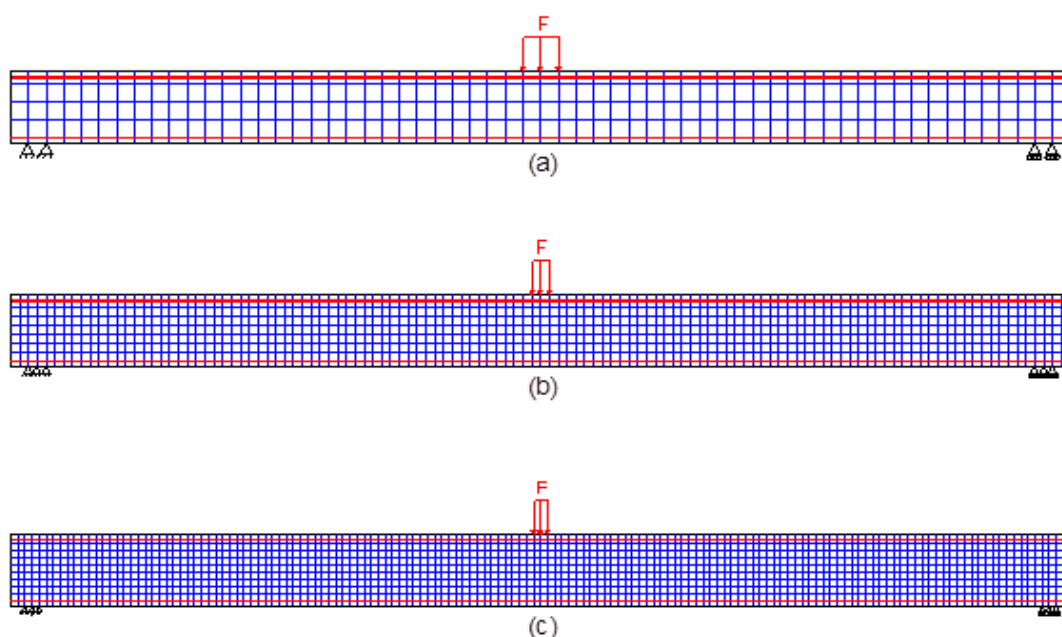


FIGURA 73– VIGAS DISCRETIZADAS

O primeiro teste possibilitou a calibração dos parâmetros do modelo de dano de Mazars, que foram separados em 4 conjuntos e são mostrados no QUADRO 11.

Parâmetros	Valores			
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
A_T	1,0	1,0	1,0	0,9
A_C	1,5	1,5	1,5	1,5
B_T	30.000	100.000	12.000	100.000
B_C	1.200	1.000	1.200	1.000
ε_0	$1,323E^{-4}$	$1,323E^{-4}$	$1,323E^{-4}$	$1,323E^{-4}$
$D_{máx}$	0,9999	0,9999	0,9996	0,9999

QUADRO 11 – PARÂMETROS DE MAZARS

As figuras seguintes apresentam os resultados obtidos para os conjuntos de parâmetros do modelo de dano da viga discretizada com 480, 1320 e 1950 elementos finitos (EF).

A FIGURA 74 se refere aos resultados do primeiro conjunto de parâmetros do modelo de dano.

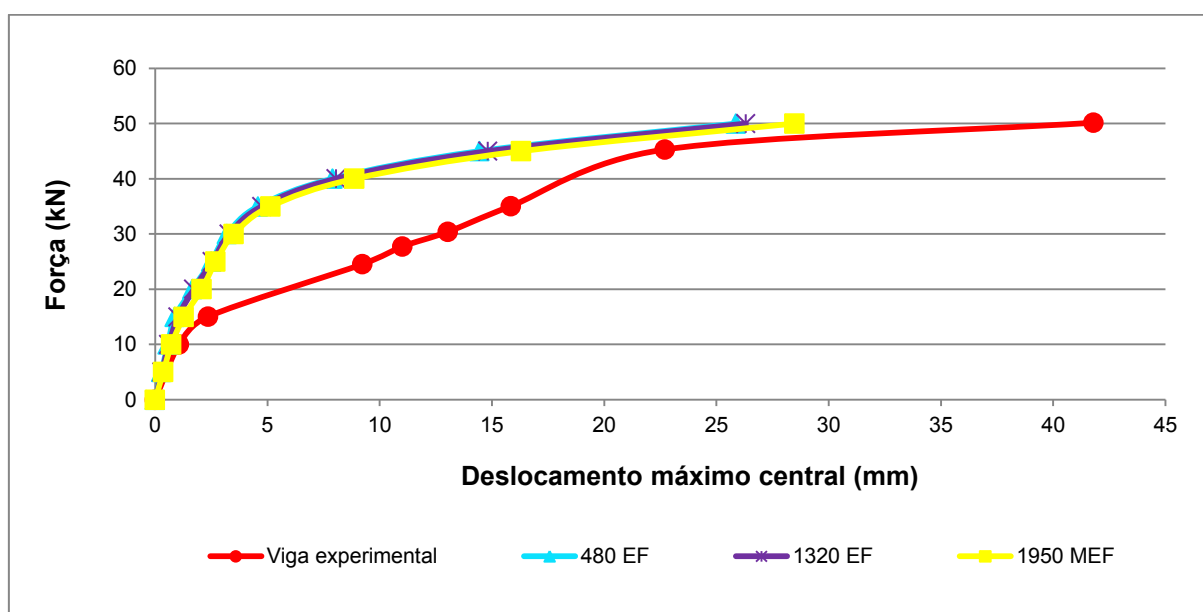


FIGURA 74 – RESULTADOS DO CONJUNTO DE PARÂMETROS DE DANO 1

São mostrados na FIGURA 75 os valores numéricos obtidos para o segundo conjunto de parâmetros do modelo de dano.

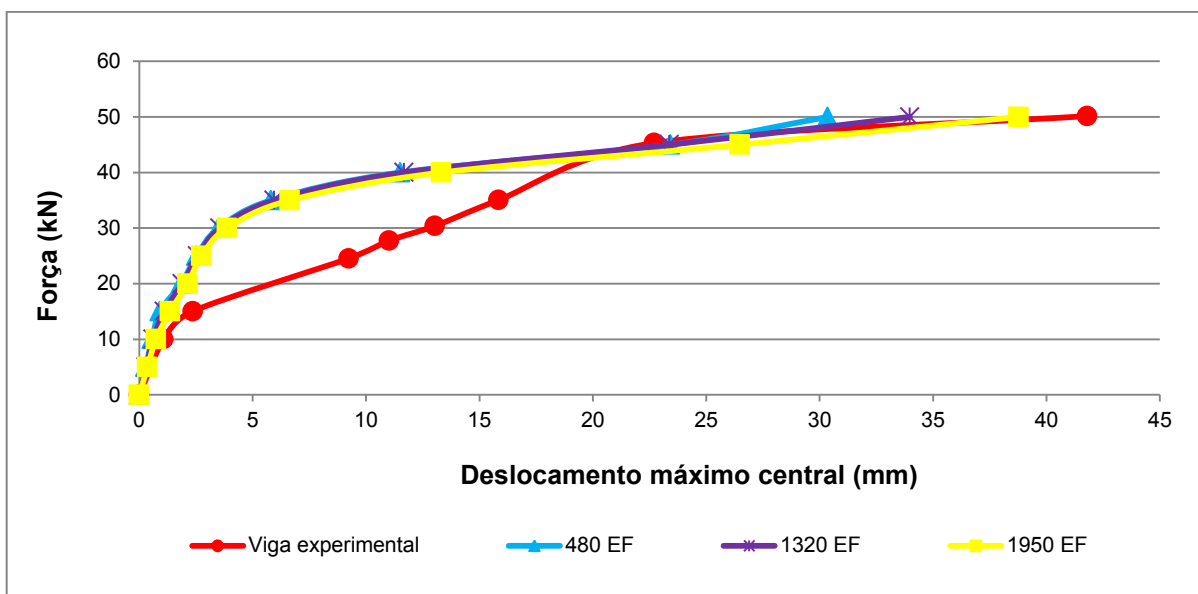


FIGURA 75 – RESULTADOS DO CONJUNTO DE PARÂMETROS DE DANO 2

A FIGURA 76 mostra os valores obtidos pelo uso do terceiro conjunto de parâmetros do modelo de dano.

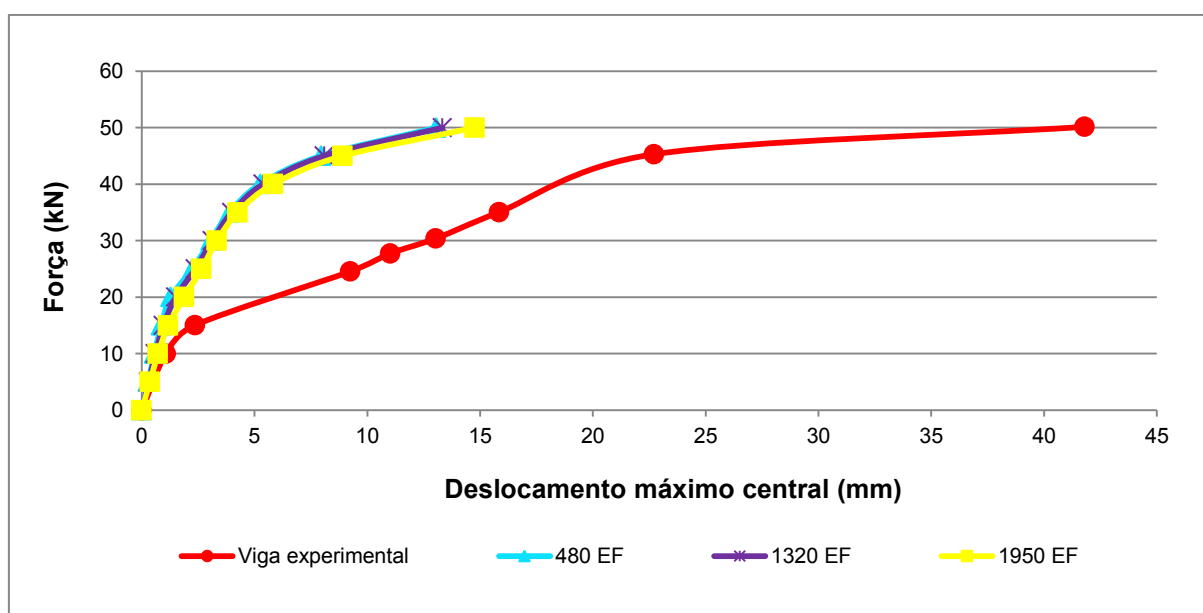


FIGURA 76 – RESULTADOS DO CONJUNTO DE PARÂMETROS DE DANO 3

Na FIGURA 77 os resultados do quarto conjunto de parâmetros do modelo de dano são apresentados.

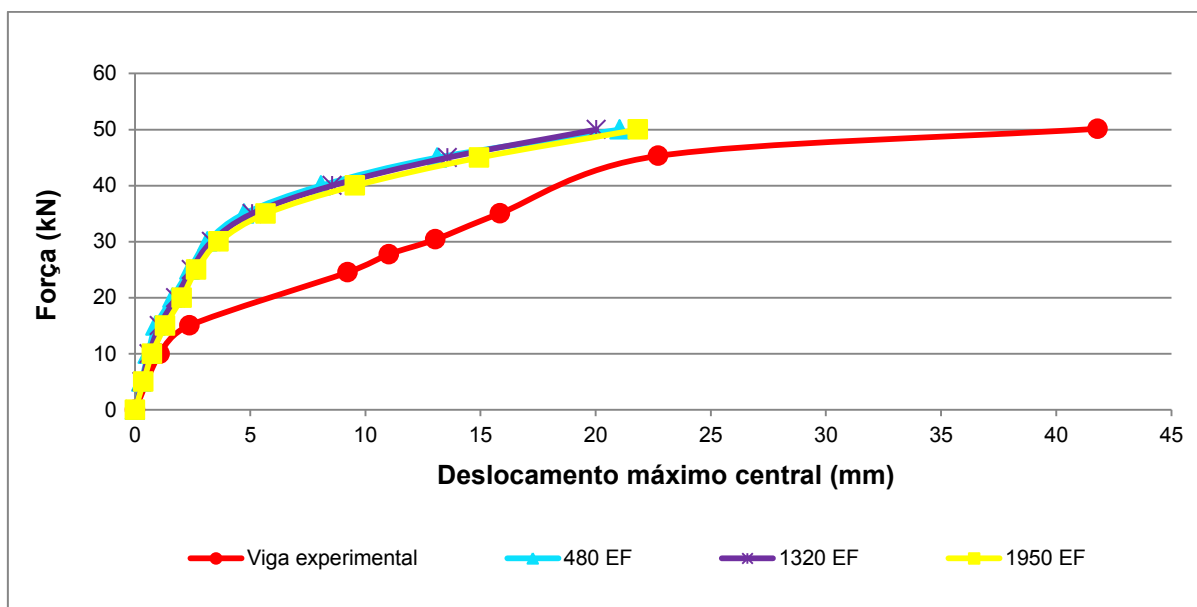
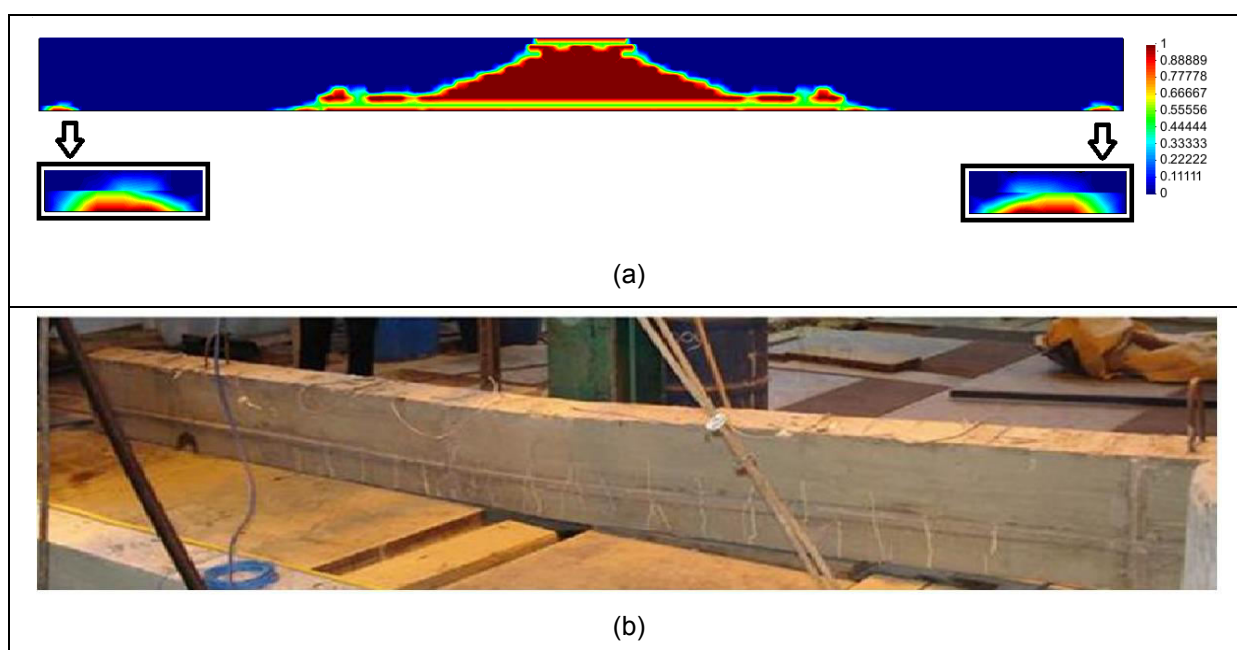


FIGURA 77 – RESULTADOS DO CONJUNTO DE PARÂMETROS DE DANO 4

Analisando a FIGURA 74, FIGURA 75, FIGURA 76 e FIGURA 77 se verifica que o conjunto de parâmetros do modelo de dano 2 é o que fornece os resultados mais próximos dos obtidos experimentalmente. Também se constata que quanto mais discretizada a malha maior a aproximação dos valores numéricos com os experimentais.

A FIGURA 78 mostra o resultado comparativo do dano obtido numericamente (a), para o último passo de carga (passo 10), com o dano verificado no ensaio experimental da viga à flexão (b).

FIGURA 78 – VIGA COM DANO – NUMÉRICO *VERSUS* EXPERIMENTAL

A FIGURA 79 apresenta o mapeamento da permeabilidade obtido numericamente para o último passo de carga da viga ensaiada à flexão.

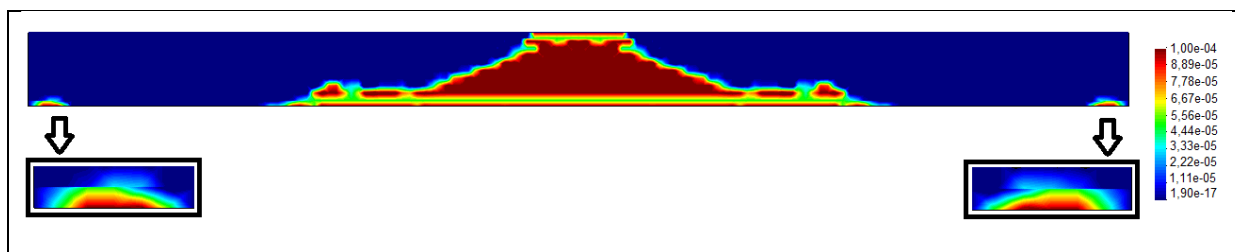


FIGURA 79 – VIGA COM DANO – PERMEABILIDADE

Pela FIGURA 78 se nota que o dano obtido numericamente concentra-se mais no centro da viga, enquanto o dano verificado no ensaio à flexão se estende além do do centro da viga. Há de se levar em consideração que o modelo numérico não inclui as armaduras transversais, razão pela qual a aproximação alcançada pode ser considerada satisfatória.

Comparando a FIGURA 79 com a 78 (a), se percebe que as distribuições de dano e permeabilidade são semelhantes, indicando que a alteração da permeabilidade está relacionada com a variação da danificação, ou seja, se há dano pode haver passagem de água pela estrutura.

7.3.2 Teste 2: modelos numéricos de vigas em concreto, biapoiadas, sobre base elástica

Antes de implementar o modelo de laje de BEFC considerou-se o caso de problemas que envolvem base elástica. Assim, aplicou-se o modelo numérico a duas vigas finitas, apoiada em base elástica, cujos resultados foram comparados com valores obtidos na solução analítica da viga.

O modelo de Winkler, também adotado nos trabalhos de Pereira (2003), Paulo Muñoz (2010) e Maciel (2012), foi utilizado na modelagem numérica. O método assume que a força de reação da fundação elástica (R_f), em qualquer ponto que esteja em contato com a estrutura, é proporcional à deflexão do ponto estudado (y) e independe dos deslocamentos dos outros pontos. Dessa forma, o problema corresponde a um sistema de molas independentes, linearmente espaçadas

(FIGURA 80). Um único parâmetro é necessário para definir o comportamento das molas, qual seja, a rigidez elástica k . A reação da fundação é escrita por:

$$R_f(x) = ky(x) \quad (133)$$

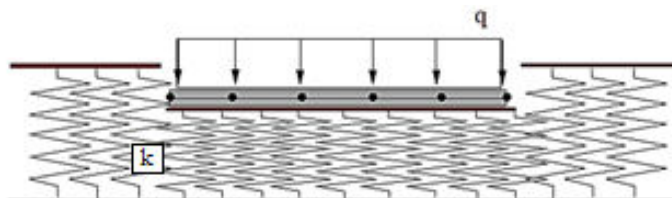


FIGURA 80 – MODELO DE WINKLER
FONTE: MACIEL (2012)

Tomando-se a equação diferencial da linha elástica de uma viga:

$$EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4} = -q(x) \quad (134)$$

Em que:

E – módulo de elasticidade do material;

I – momento de inércia da viga;

$q(x)$ – carregamento externo.

Analisando a viga da FIGURA 80, as forças atuantes na viga são a carga distribuída $q(x)$ e a força de reação fundação $R_f(x)$. Logo a equação da linha elástica torna-se:

$$EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + R_f(x) = -q(x)$$

ou

$$EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + ky(x) = -q(x) \quad (135)$$

A solução da equação (135) é apresentada por Castro (2001), para a viga finita da FIGURA 81:

$$y(x) = \frac{-q(\cos(\beta L) + \cosh(\beta L) - \cos(\beta x) \cosh(\beta(L-x)) - \cos(\beta(L-x)) \cosh(\beta x))}{k(\cos(\beta L) + \cosh(\beta L))} \quad (136)$$

Em que:

$y(x)$ – deslocamento da linha elástica;

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}};$$

E – módulo de elasticidade do material;

I – momento de inércia da viga;

q – carregamento externo;

k – coeficiente de mola da base elástica.

A FIGURA 81 mostra o modelo estudado de viga finita sobre fundação elástica.

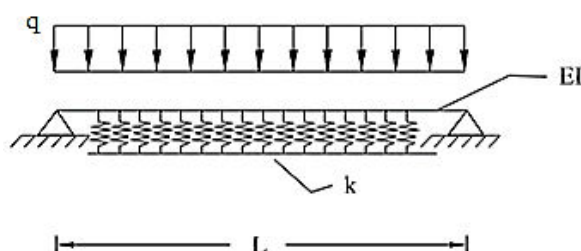


FIGURA 81 – VIGA SOBRE MOLAS ELÁSTICAS
FONTE: CASTRO (2001)

Sobre este assunto, dois testes foram realizados para validar o modelo sobre base elástica.

A) Teste 2 A - viga de seção 0,2 m x 0,4 m

Para o primeiro teste numérico adotou-se uma viga de seção transversal 0,2m x 0,4 m (largura x altura) e de comprimento $L = 10$ m. A viga em concreto foi modelada com 400 elementos finitos planos isoparamétricos, as propriedades dos materiais são as mesmas da viga ensaiada experimentalmente (QUADRO 9). O teste foi realizado no estado plano de tensões. O coeficiente de mola k empregado na simulação da base elástica foi de 10 kN/m. A base elástica foi inserida na linha neutra da viga. Um carregamento distribuído foi aplicado de forma incremental nos

nós superiores da viga, chegando-se as relações entre o coeficiente de mola e a carga aplicada mostradas no QUADRO 12.

Coeficiente de mola k (kN/m)	Carga q (kN/m)	Relação k/q
10	1	10
10	0,2	50
10	0,1	100
10	0,02	500

QUADRO 12 – COEFICIENTES DE MOLA E CARGAS DA VIGA

O objetivo de testar várias relações k/q é para assegurar que o modelo funcionará para as várias relações utilizadas na modelagem da laje de barragem.

Os resultados dos testes de base elástica são apresentados na FIGURA 82, cujos valores dos deslocamentos foram medidos no ponto central da linha neutra da viga.

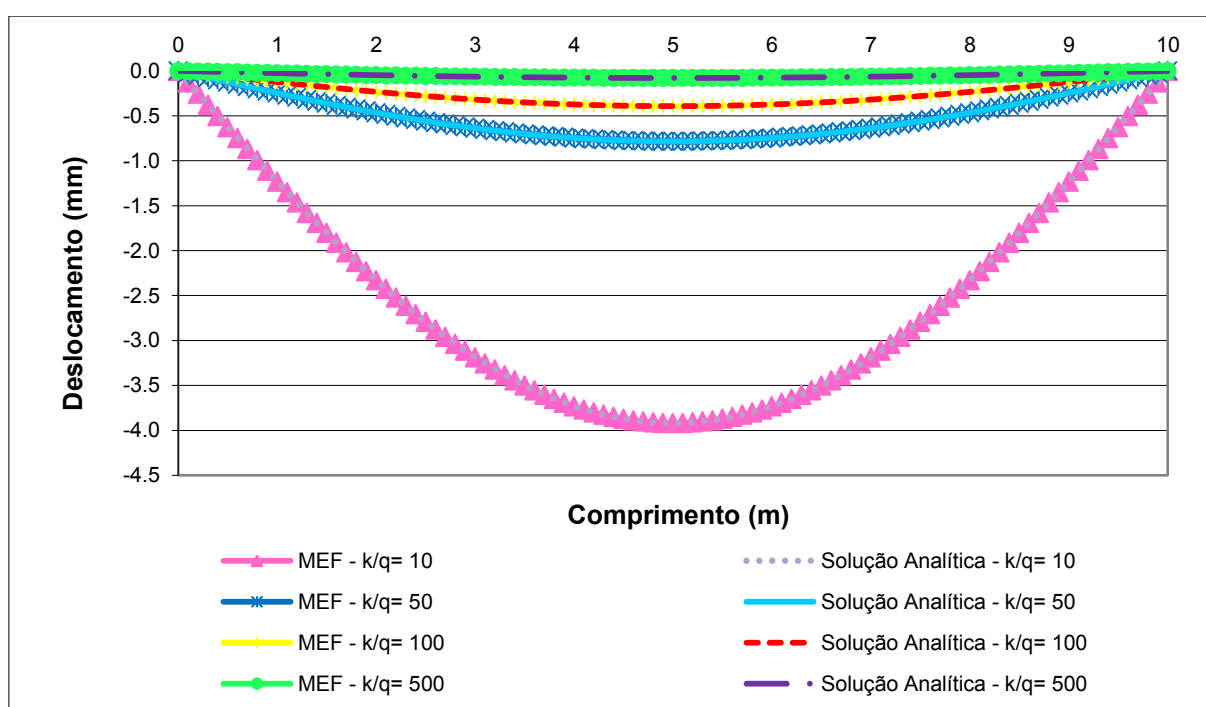


FIGURA 82 – VIGA 10 M SOBRE MOLAS ELÁSTICAS

Nota-se pela FIGURA 82 que os resultados numéricos coincidem com os resultados analíticos.

Um teste não linear também foi realizado para a mesma viga com o objetivo de investigar qual é o acréscimo de deslocamento da peça quando há dano. A

relação k/q usada para este teste foi igual a 10 e os parâmetros de dano são apresentados no QUADRO 13.

Parâmetros	Valores
A_T	1,0
A_C	1,5
B_T	100.000
B_C	1.000
ε_0	$1,323E^{-4}$
$D_{\text{máx}}$	0,9

QUADRO 13 – PARÂMETROS DE DANO PARA A VIGA APOIADA EM BASE ELÁSTICA

A FIGURA 83 mostra os resultados comparativos da análise sem dano (linear) e com dano (não linear) para a viga de 10 m apoiada em base elástica, quando se usa a relação $k/q=10$.

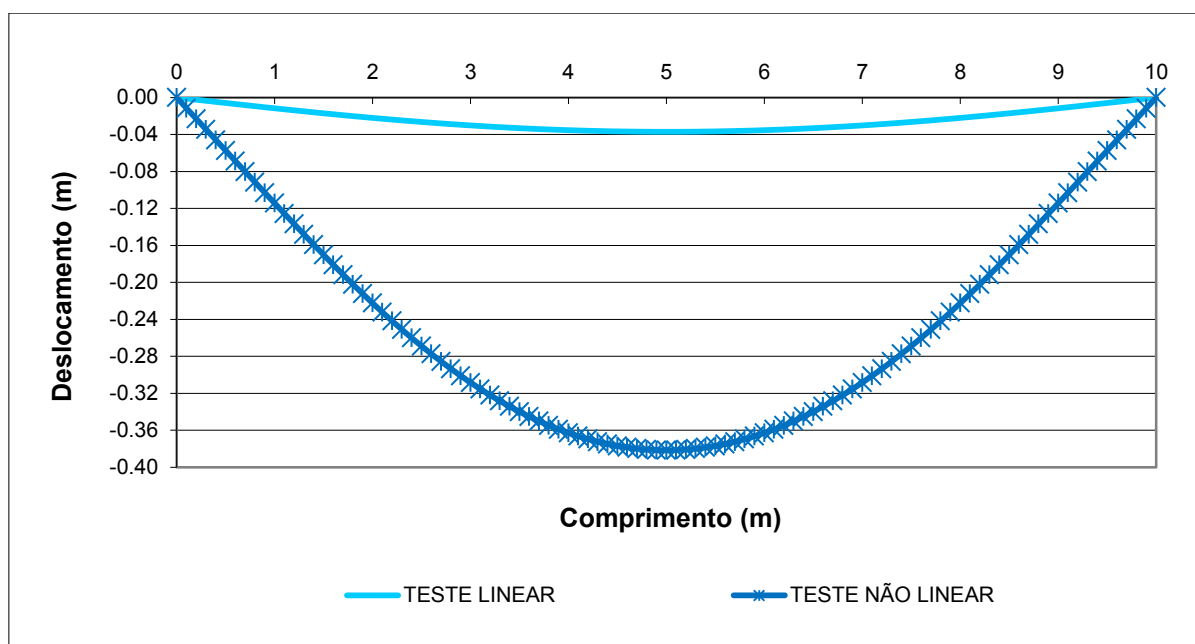


FIGURA 83 – VIGA 10 M - DESLOCAMENTOS COMPARATIVOS

Pode-se verificar pela FIGURA 83 que quando se considera a fissuração do concreto (análise não linear), os deslocamentos são aproximadamente 100 vezes maiores que os valores obtidos na análise elástica (sem dano).

B) Teste 2 B - modelo simplificado de placa sobre base elástica

Outro teste de base elástica foi feito usando uma viga em concreto de comprimento $L=120$ m e seção transversal $1,0$ m x $0,6$ m (largura x altura). Como no teste anterior, a base elástica foi inserida na linha neutra da seção, o carregamento foi distribuído nos nós superiores da peça e o estado plano de tensões foi utilizado na simulação. Diferentes relações k/q são apresentadas no QUADRO 12.

Os resultados da viga de 120 m são mostrados na FIGURA 84.

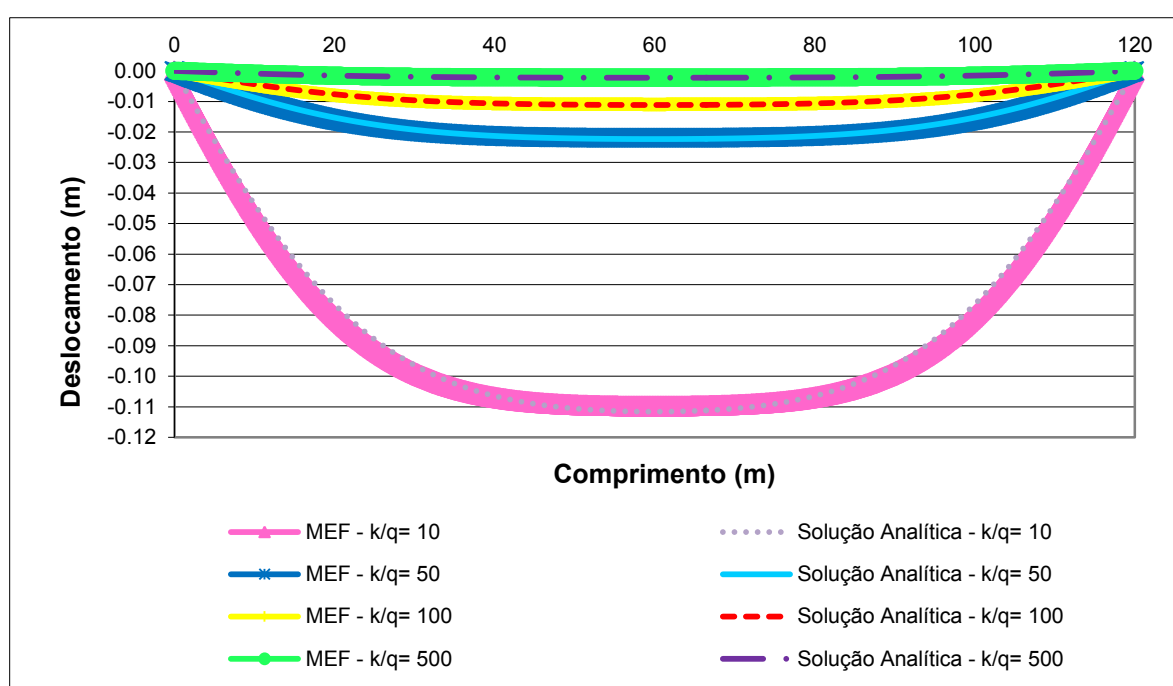


FIGURA 84 – VIGA 120 M SOBRE BASE ELÁSTICA

Pela FIGURA 84 se percebe que, mesmo com dimensões de placa, os resultados numéricos da viga são próximos dos valores analíticos. Quanto maior a relação k/q melhores são os resultados. Outro detalhe importante é que, neste caso, a deformada da estrutura se acomoda sobre a base elástica, havendo um trecho afastado dos apoios (em torno de 40 m de distância dos apoios) que tende a um deslocamento paralelo à configuração original. Assim, valida-se também o modelo sobre base elástica.

Para a mesma viga, realizou-se também um teste não linear para verificar os deslocamentos da peça danificada. A relação k/q usada foi igual a 10 e os parâmetros de dano são apresentados no QUADRO 13.

A FIGURA 85 e a FIGURA 86 mostram os resultados obtidos para os deslocamentos sem dano (linear) e com dano (não linear) para a viga de 120 m apoiada em base elástica, quando se usa a relação $k/q=10$.

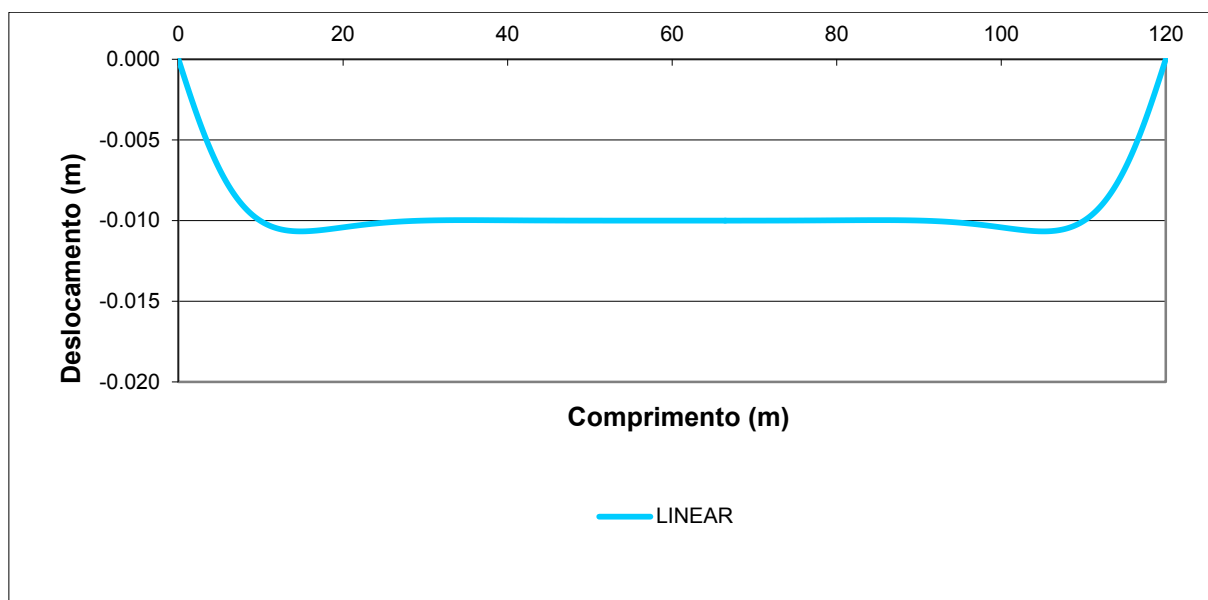


FIGURA 85 – VIGA 120 M - DESLOCAMENTOS LINEARES

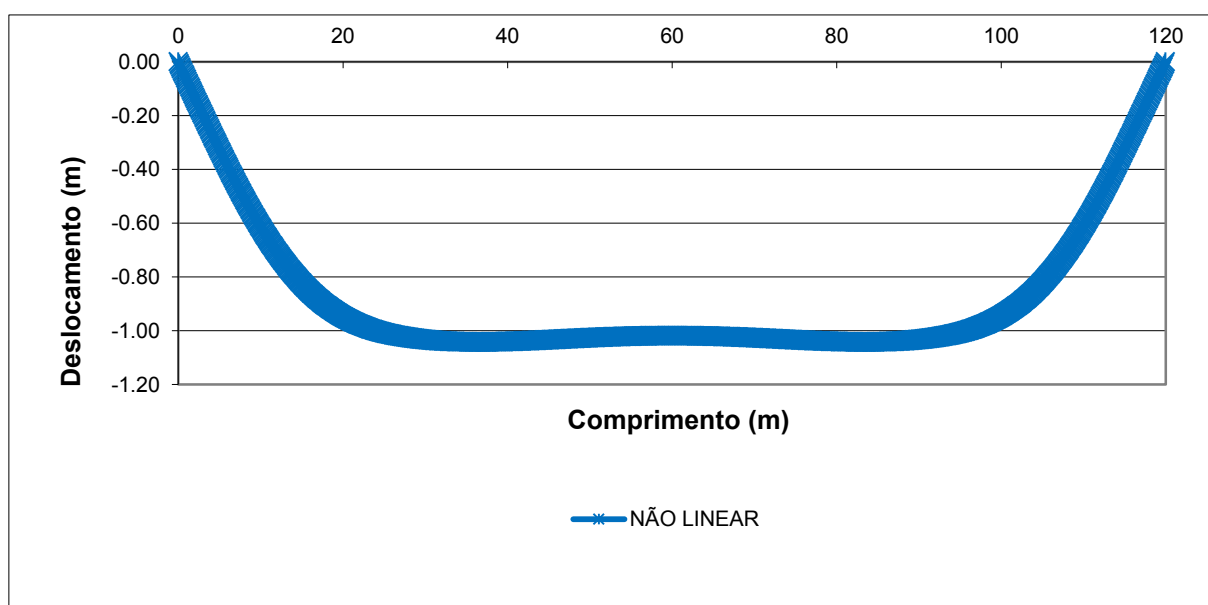


FIGURA 86 – VIGA 120 M – DESLOCAMENTOS NÃO LINEARES

Comparado-se a FIGURA 85 com a FIGURA 86 se nota que os deslocamentos obtidos no teste não linear são praticamente cem vezes os

resultados obtidos no teste linear (elástico). Isso significa que quando há fissuração (dano) há perda de rigidez, o que resulta em acréscimo de deslocamentos.

7.3.3 Teste 3: modelagem de uma laje de BEFC

Neste teste, apresentam-se os modelos e resultados de uma análise de laje de BEFC. Dois testes foram realizados, um linear e um não linear. Para cada um dos testes, três modelos foram implementados: (a) laje com taxa de armadura de 0,4% da seção de concreto, inserida no centro da seção; (b) laje com taxa de armadura de 0,5% da seção de concreto inserida nas faces inferior e superior ao longo de 20 m a partir do plinto e com 0,4 % de taxa de armadura colocada no centro do restante da peça; (c) laje com taxa de 0,4% de armadura distribuída nas faces superior e inferior. Para tanto, retiraram-se do trabalho apresentado por Silva (2007) os dados da laje modelada numericamente sobre base elástica, dentre eles: as propriedades dos materiais da laje, mostradas no QUADRO 14, e os valores da base elástica, representados pela equação (138). A laje em estudo representa um dos painéis que compõem a barragem de enrocamento com face de concreto de Barra Grande, localizada no Rio Pelotas, entre os municípios de Anita Garibaldi/SC e Pinhal da Serra/RS. A barragem possui altura máxima de 185 m e os taludes têm inclinação 1:1,3 (vertical : horizontal) a montante. Cada painel da laje tem largura de 16 m.

A FIGURA 87 mostra a laje da barragem de Barra Grande com a inclinação 1:1,3.

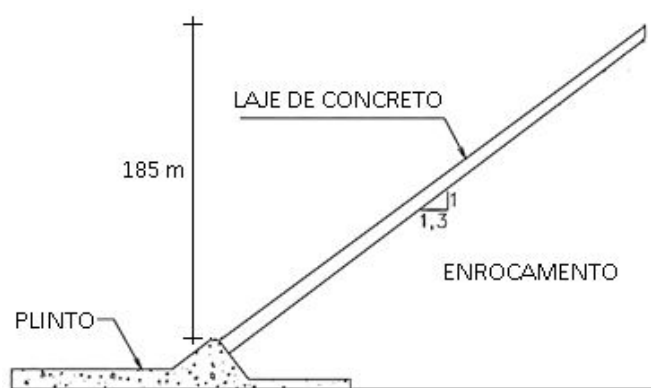


FIGURA 87 – LAJE DA BARRAGEM DE BARRA GRANDE

Devido aos recursos computacionais disponíveis somente parte da laje foi modelada. O comprimento da laje estudada foi de 120 m, que corresponde ao valor em que ocorre o primeiro enchimento da barragem. Para a altura trabalhou-se com o valor médio de 0,6 m e a largura adotada foi de 1 m.

As propriedades dos materiais da laje são apresentadas no QUADRO 14.

Materiais	Propriedades	
Concreto	Módulo de Elasticidade Inicial do Concreto – E_c (MPa)	21.800
	Peso Específico (concreto armado) – g_c (kN/m ³)	25,0
	Coeficiente de Poisson	0,2
Aço da Armadura	Módulo de Elasticidade – E_a (MPa)	210.000
	Coeficiente de Poisson	0,3

QUADRO 14 – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DA LAJE

Para todos os modelos, contemplando diferentes configurações de armadura, utilizaram-se elementos finitos planos isoparamétricos de 4 nós, com 2 graus de liberdade por nó. A análise numérica considerou o estado plano de deformações.

Em relação aos apoios, na extremidade esquerda central, correspondente a posição da linha neutra, onde a laje encontra o plinto, restringiram-se as translações nas direções x e y. O carregamento devido ao peso próprio e decorrente da pressão hidrostática da água e a base elástica foram inseridos nos nós superiores da laje. Para o teste elástico, aplicou-se o carregamento em 1 passo de carga. Para levar em consideração o comportamento não linear do concreto, aplicou-se o carregamento de forma incremental, em 10 passos de carga, simulando o enchimento da barragem de 12 em 12 m com 1/10 do carregamento a cada passo. O peso próprio foi calculado a partir do peso específico do concreto (25 kN/m³) e decomposto em parcelas normais e paralelas à laje, pois a título de simplificação, a laje da FIGURA 87 foi horizontalizada e o peso próprio não é perpendicular a superfície da laje. O carregamento hidrostático (kN/m) foi aplicado de acordo com a equação (137). Os coeficientes de mola ((kN/m)/m²) foram inseridos segundo a equação (138):

$$q = -0,70x + 90,09 \quad (kN/m) \quad (137)$$

$$k = -29266 \ln x + 179953 \quad ((kN/m)/m^2) \quad (138)$$

A próximas figuras mostram a laje com as funções da base elástica e do carregamento hidrostático, por passo de carga. Também se visualiza nas figuras a parcela horizontal do peso próprio. A parcela vertical não é representada, mas na solução do problema ela é somada ao carregamento hidrostático. A laje está fora de escala e a armadura foi retirada da figura para facilitar a visualização.

Na FIGURA 88, FIGURA 89, FIGURA 90 e FIGURA 91 se representa o carregamento do primeiro, segundo, terceiro e quarto passos de carga, respectivamente.

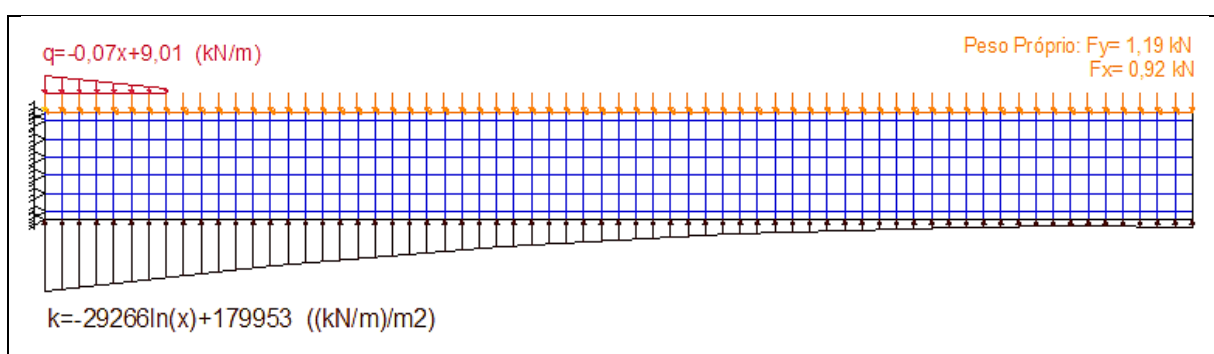


FIGURA 88 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 1

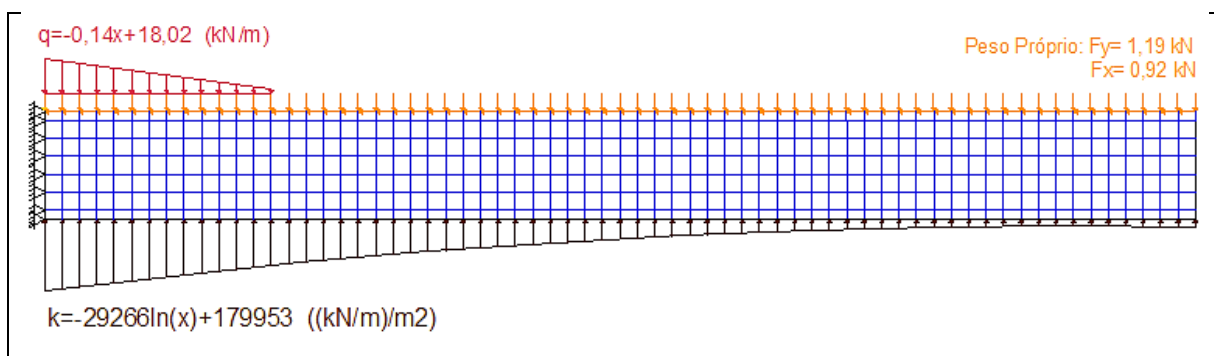


FIGURA 89 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 2

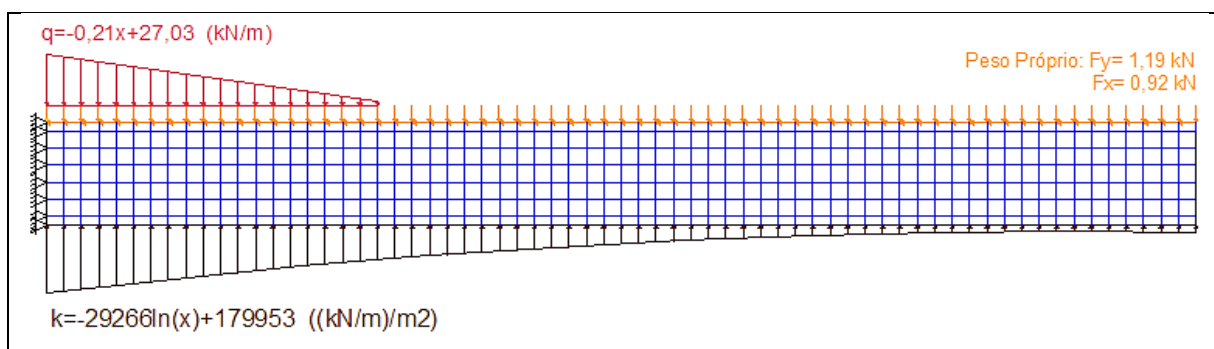


FIGURA 90 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 3

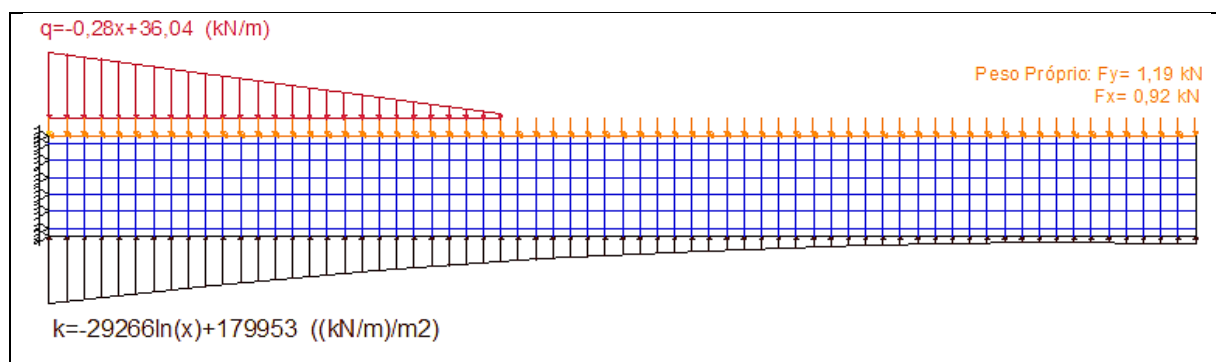


FIGURA 91 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 4

O carregamento do quinto, sexto, sétimo e oitavo passo de carga é mostrado na FIGURA 92, FIGURA 93, FIGURA 94 e FIGURA 95, respectivamente.

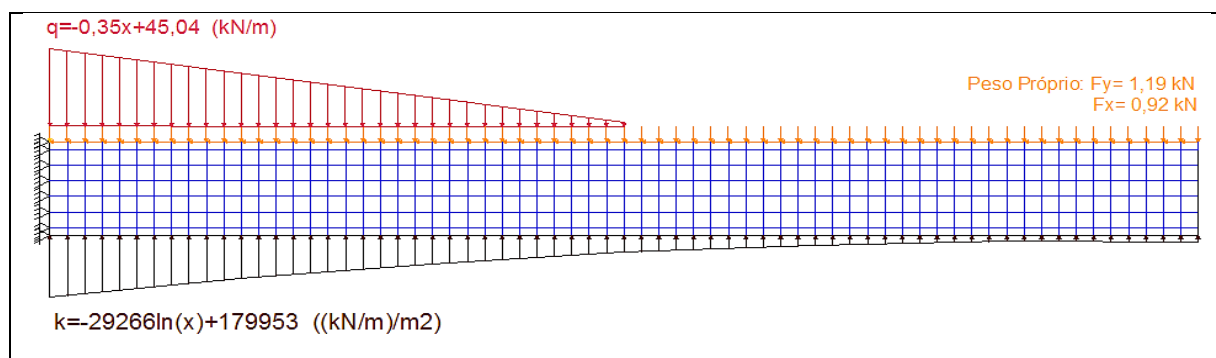


FIGURA 92 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 5

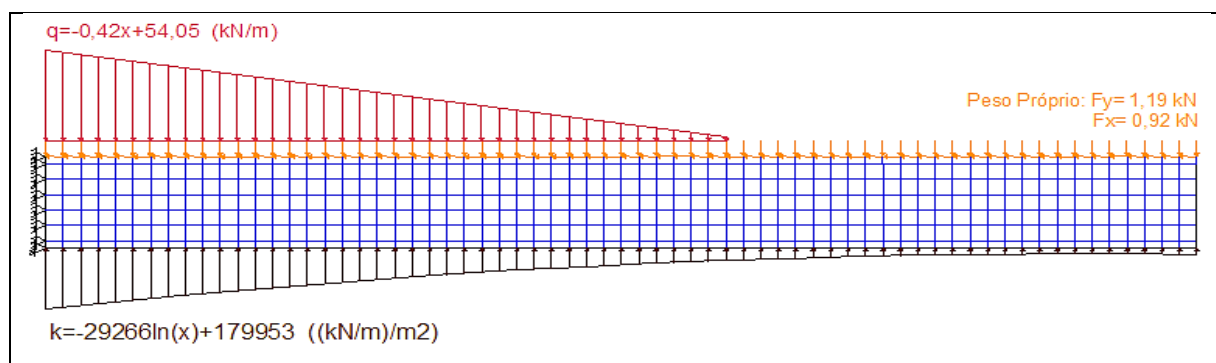


FIGURA 93 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 6

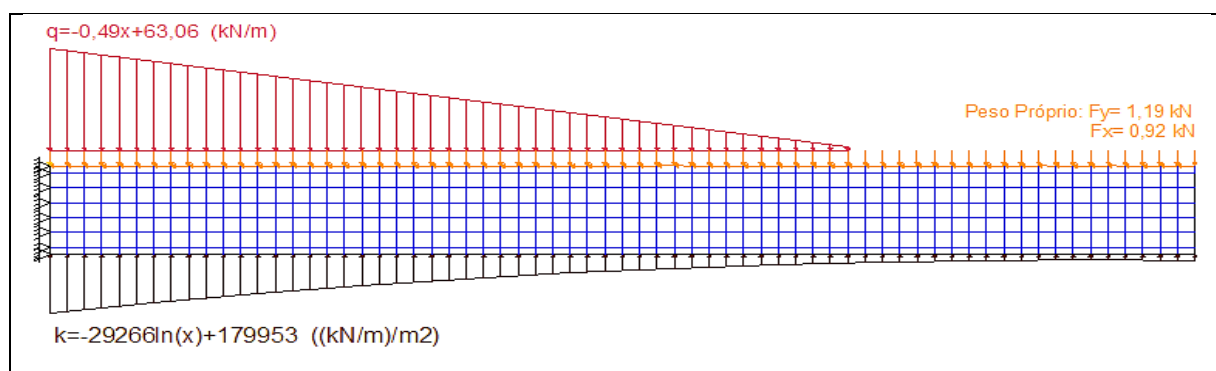


FIGURA 94 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 7

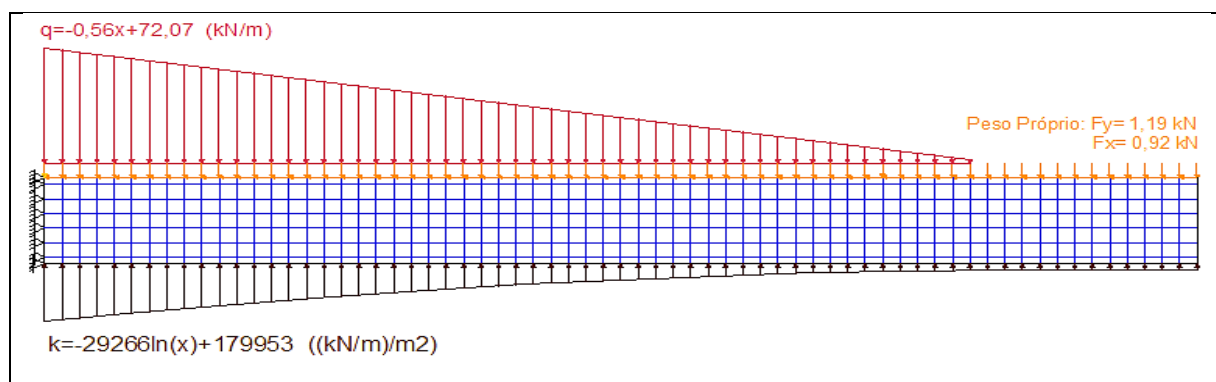


FIGURA 95 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 8

A FIGURA 96 e FIGURA 97 apresenta o carregamento do nono e décimo passo de carga, respectivamente.

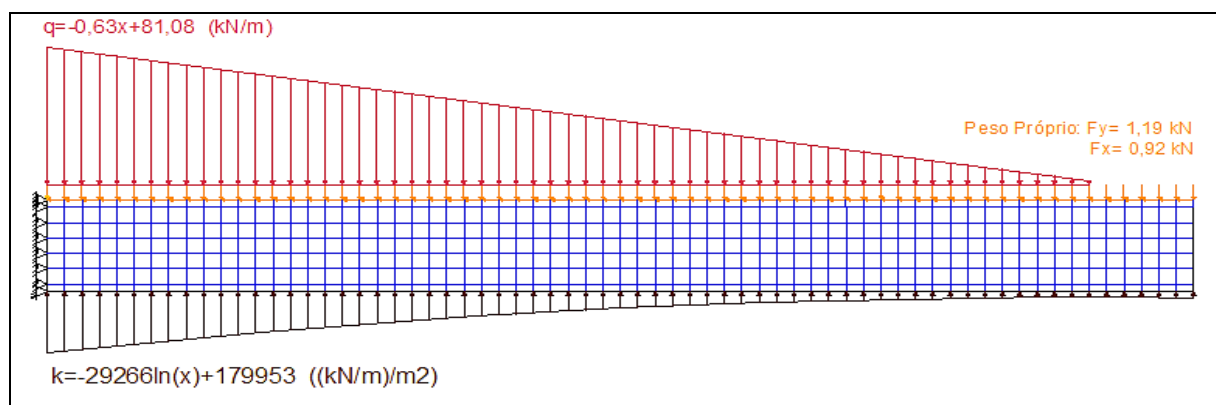


FIGURA 96 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 9

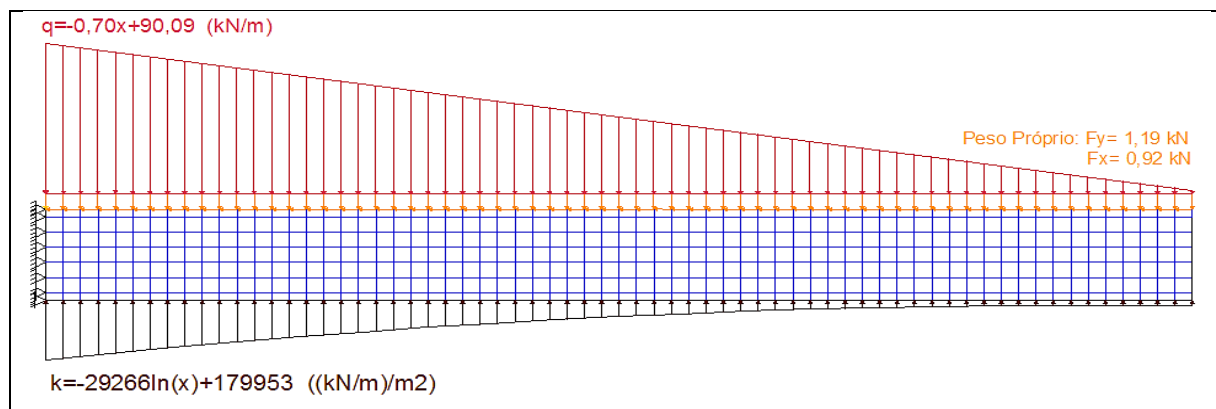


FIGURA 97 – LAJE COM AS FUNÇÕES DA BASE ELÁSTICA E DO CARREGAMENTO – PASSO 10

Os parâmetros do modelo de dano utilizados na simulação das lajes são mostrados no QUADRO 15.

Parâmetro	Limites de variação
A_T	1,0
A_C	1,5
B_T	18.000
B_C	1.800
ε_{d0}	0,0001
$D_{\text{máx}}$	0,90

QUADRO 15 – PARÂMETROS DE DANO PARA A LAJE

A tolerância estabelecida para o erro máximo no final de cada incremento de carga foi de 1%, tanto para carga quanto para o deslocamento, haja vista a necessidade de reduzir o tempo do processamento computacional.

A FIGURA 98 mostra as três configurações da laje modelada.

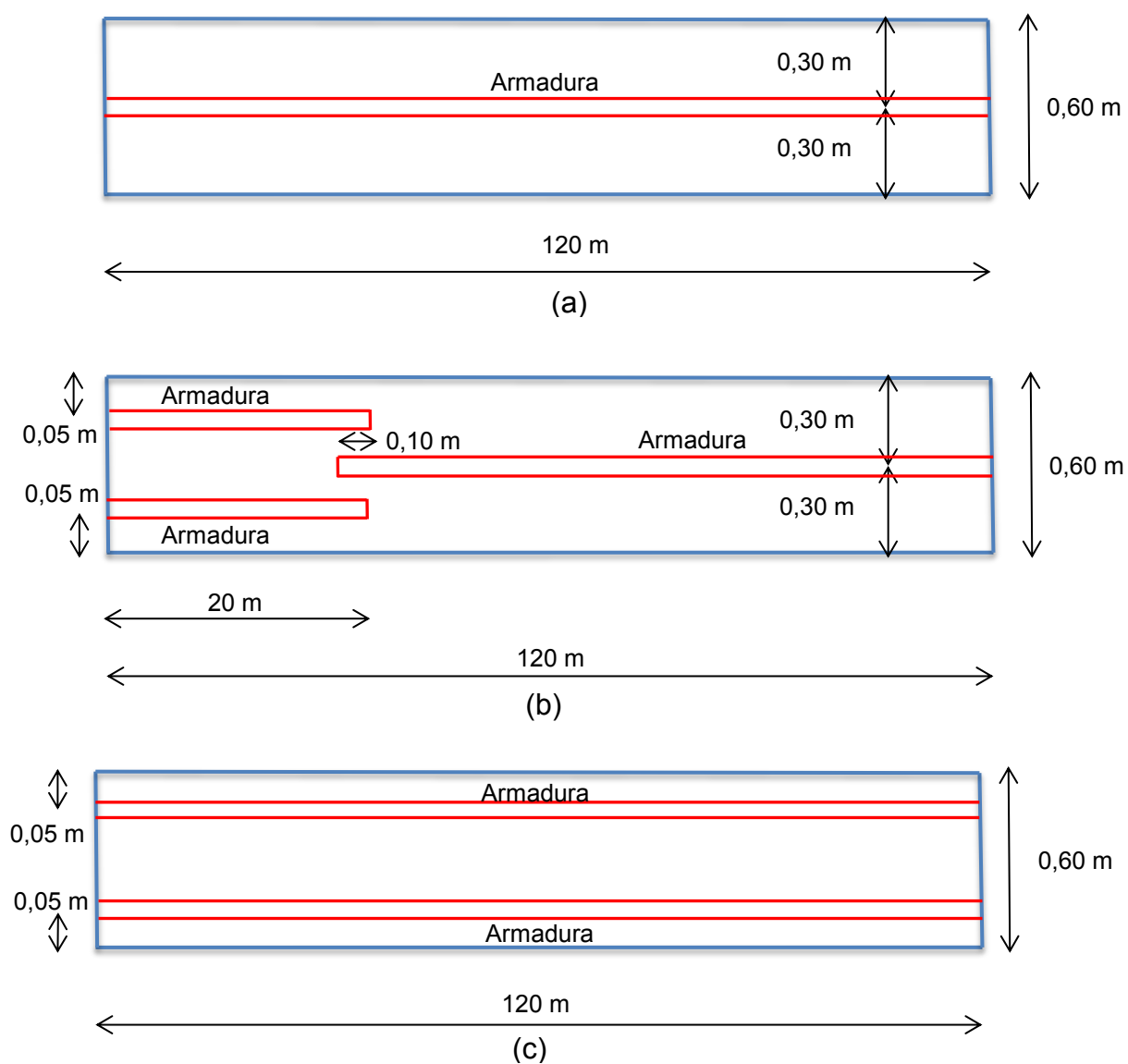


FIGURA 98 – LAJES MODELADAS

A FIGURA 99 mostra os três modelos de laje discretizadas com 8400 elementos finitos, fora de escala para melhor visualização dos elementos, carregamentos e apoio. Na letra (a) apresenta-se a armadura central, na letra (b) a armadura dupla em 20 m a partir do plinto e central no restante da laje e na letra (c) a armadura dupla.

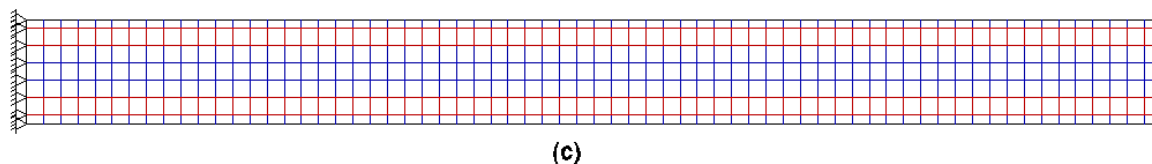
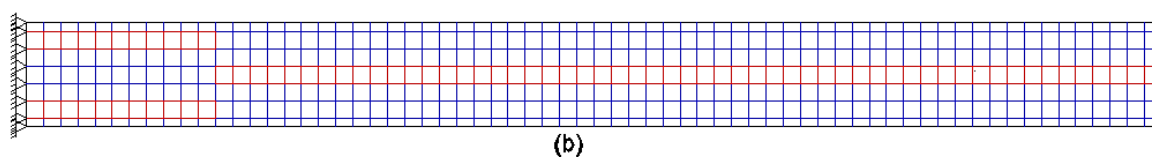
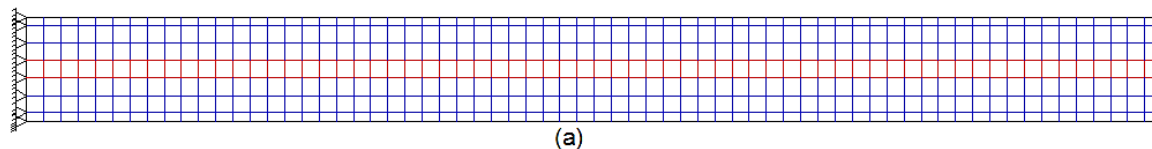


FIGURA 99 – LAJES DISCRETIZADAS

Os resultados das lajes são apresentados nas figuras seguintes.

Para o teste elástico, apresentam-se os deslocamentos na FIGURA 100.

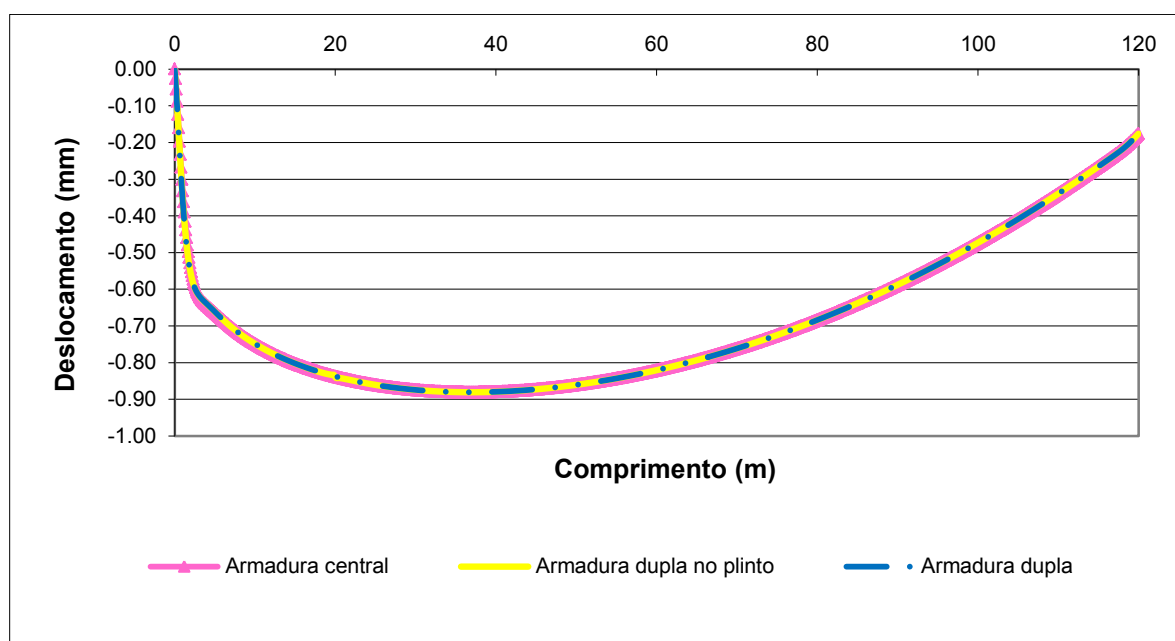


FIGURA 100 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME LINEAR (ELÁSTICO)

Os deslocamentos obtidos para o regime não linear são mostrados na FIGURA 101 e na FIGURA 102 para o primeiro e segundo passos de carga, respectivamente.

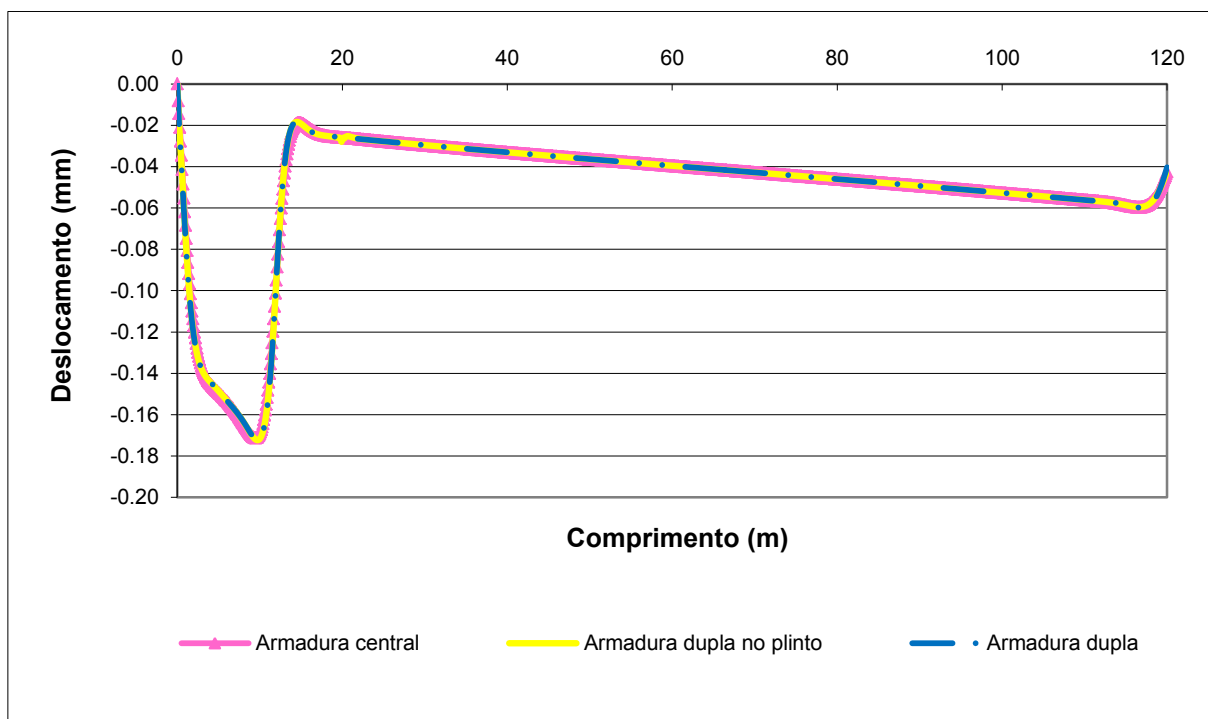


FIGURA 101 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 1

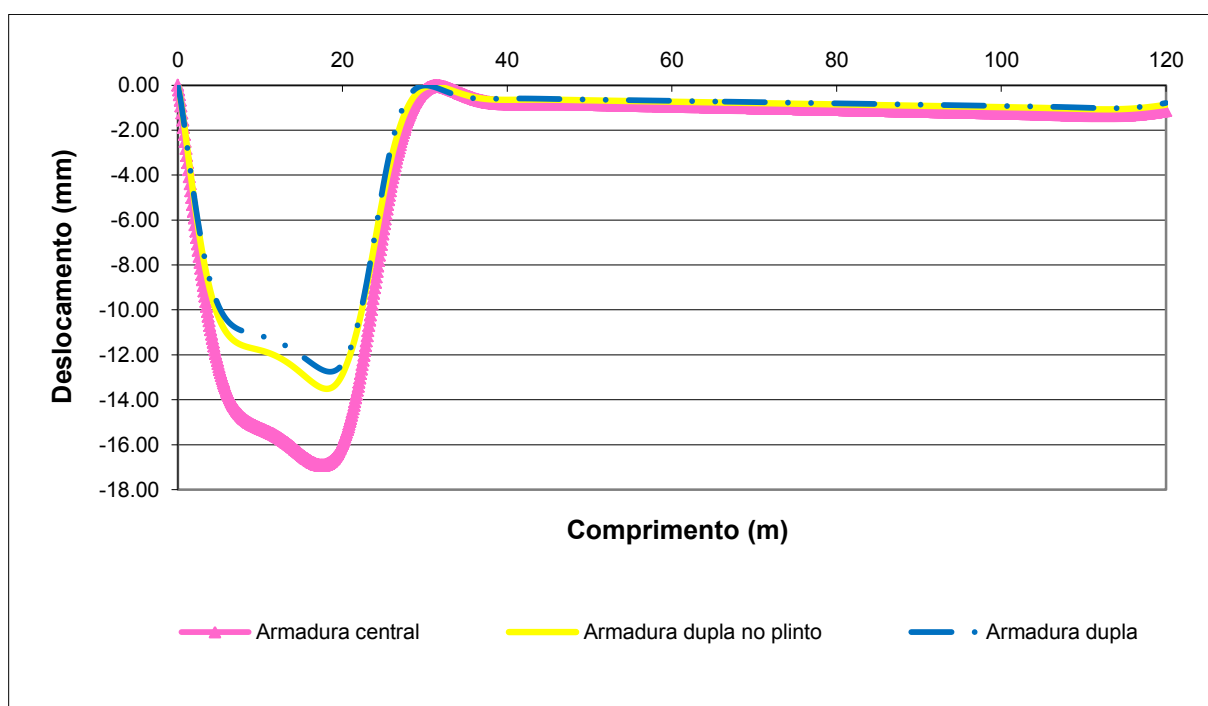


FIGURA 102 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 2

A FIGURA 103 e a FIGURA 104 apresentam os deslocamentos para o terceiro e quarto passos de carga do regime não linear, respectivamente.

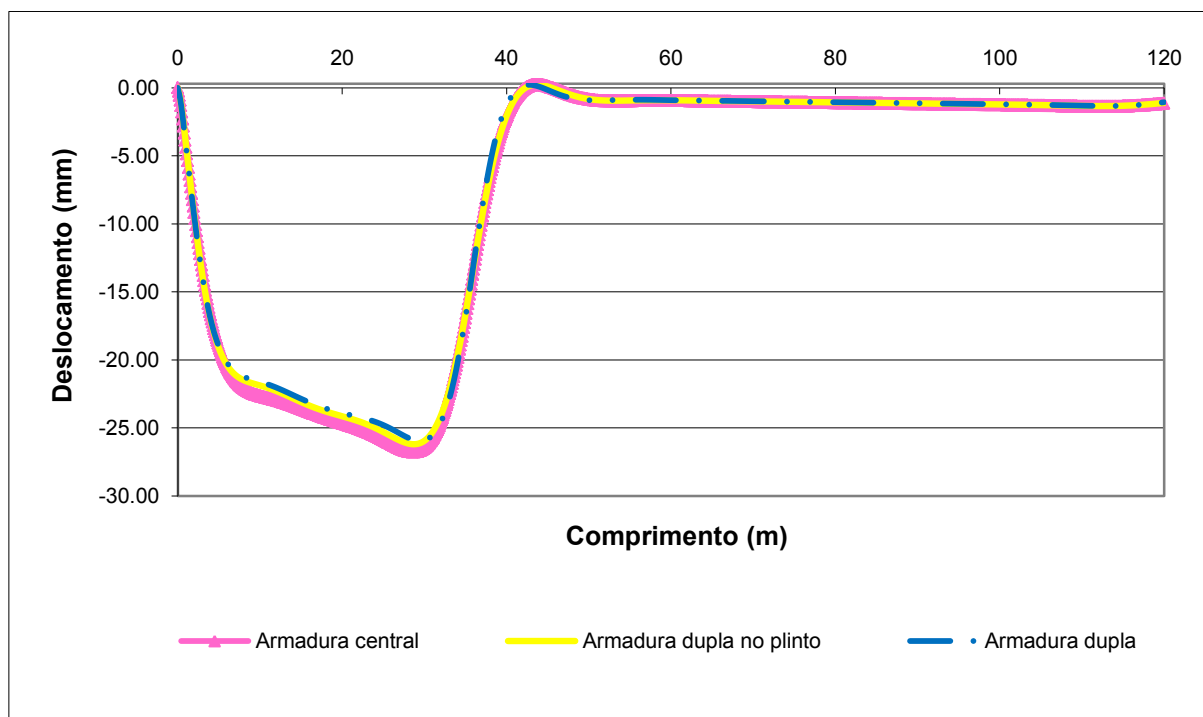


FIGURA 103 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 3

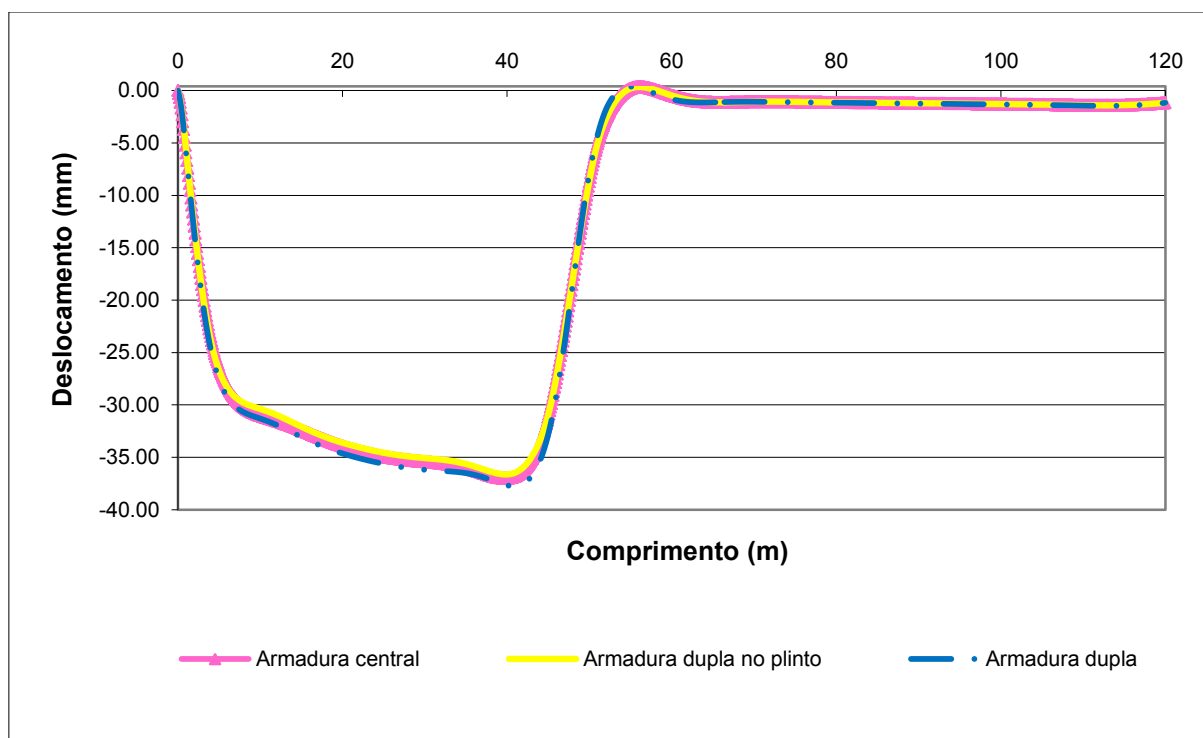


FIGURA 104 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 4

Na FIGURA 105 e na FIGURA 106 são representados os deslocamentos para o quinto e sexto passos de carga do regime não linear, respectivamente.

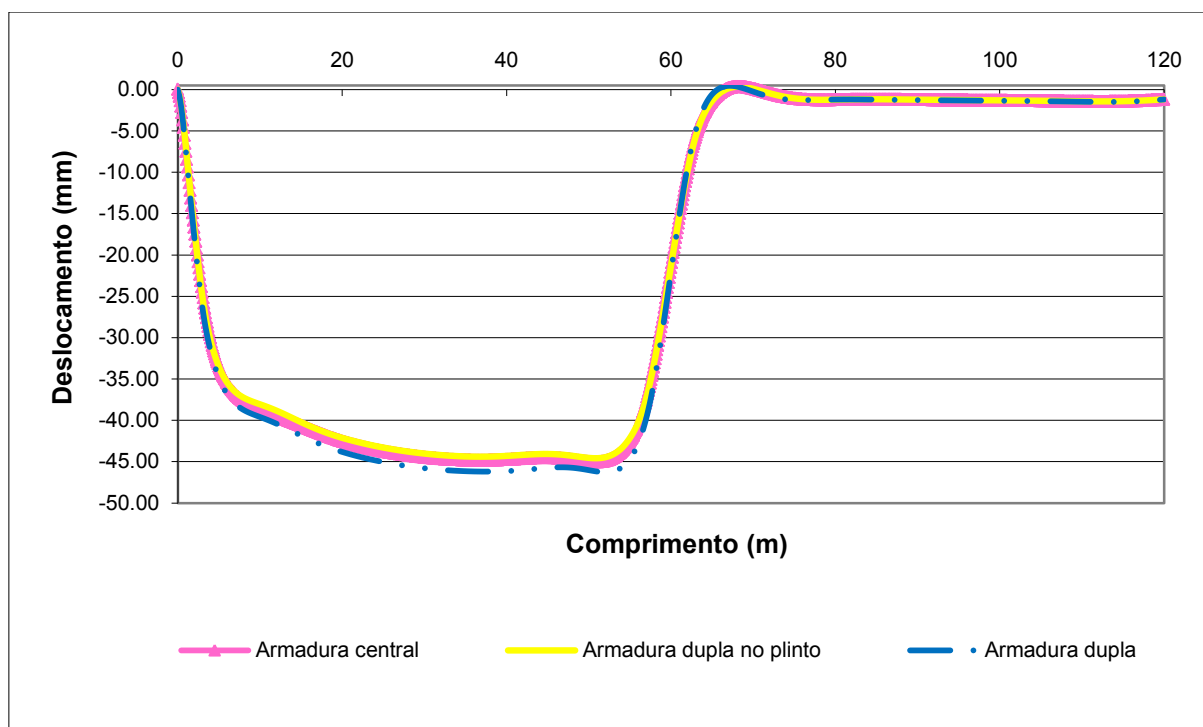


FIGURA 105 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 5

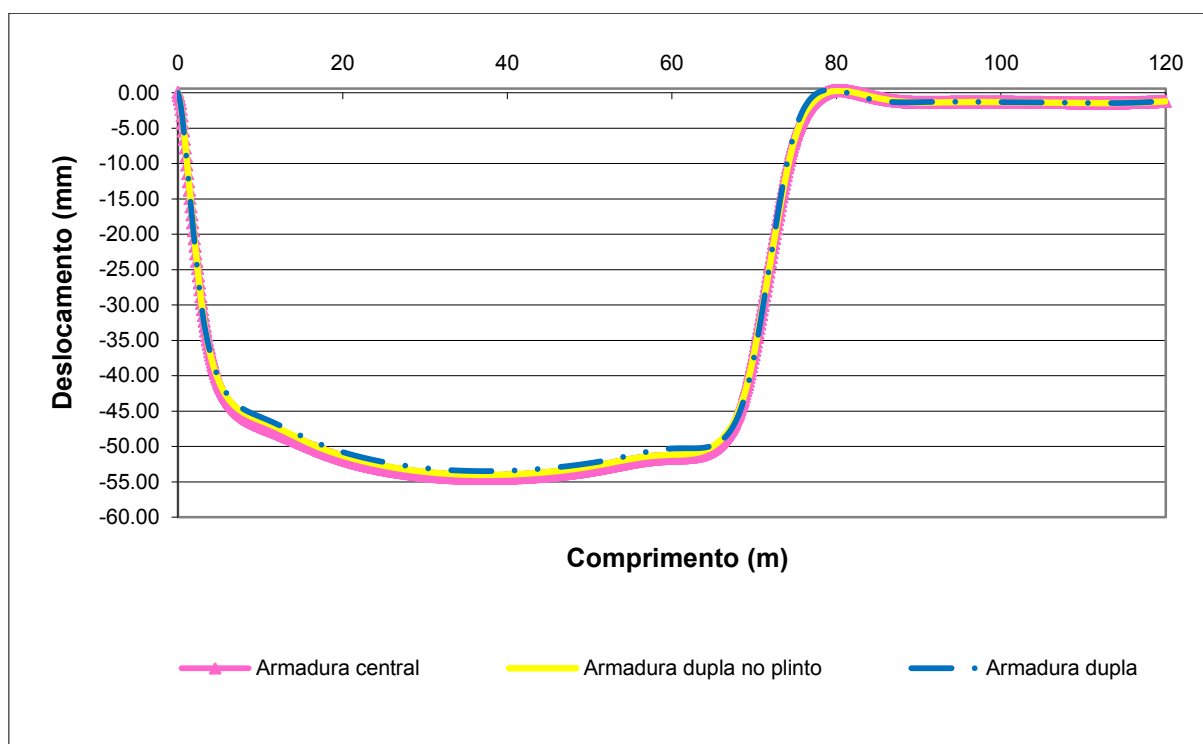


FIGURA 106 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 6

Os deslocamentos para o sétimo e oitavo passos de carga do regime não linear são mostrados, respectivamente, na FIGURA 107 e na FIGURA 108.

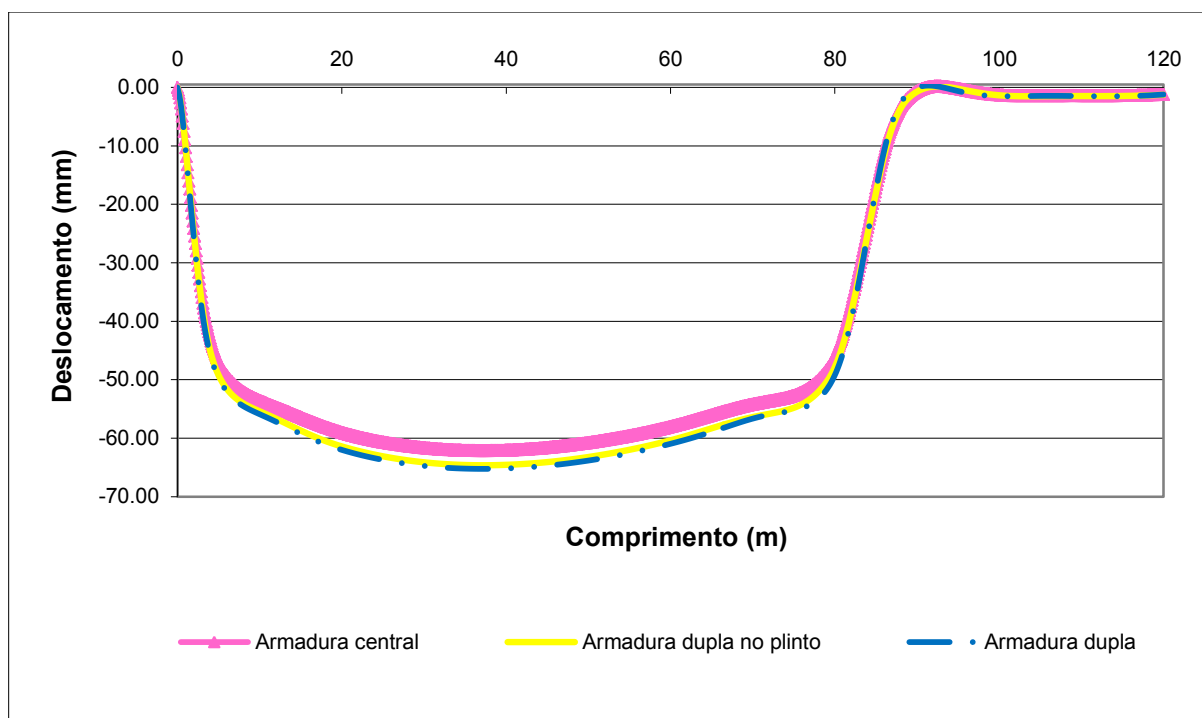


FIGURA 107 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 7

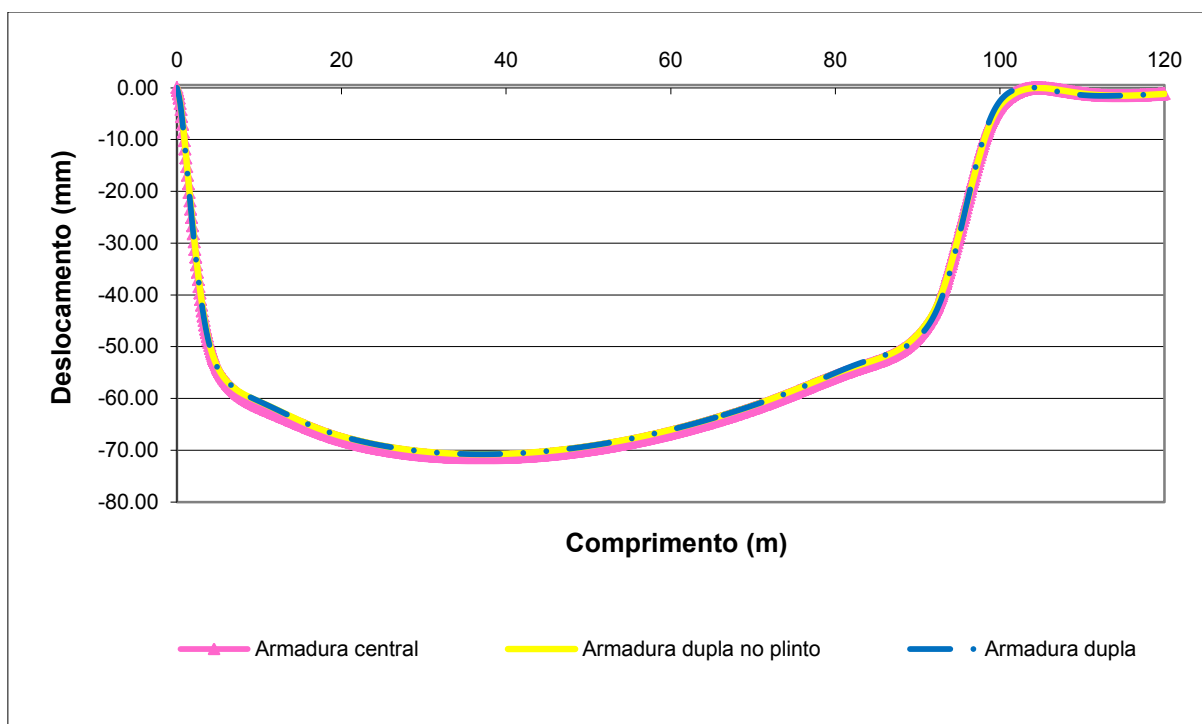


FIGURA 108 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 8

Na FIGURA 109 e na FIGURA 110 se apresentam os deslocamentos para o nono e décimo passos carga do regime não linear, respectivamente.

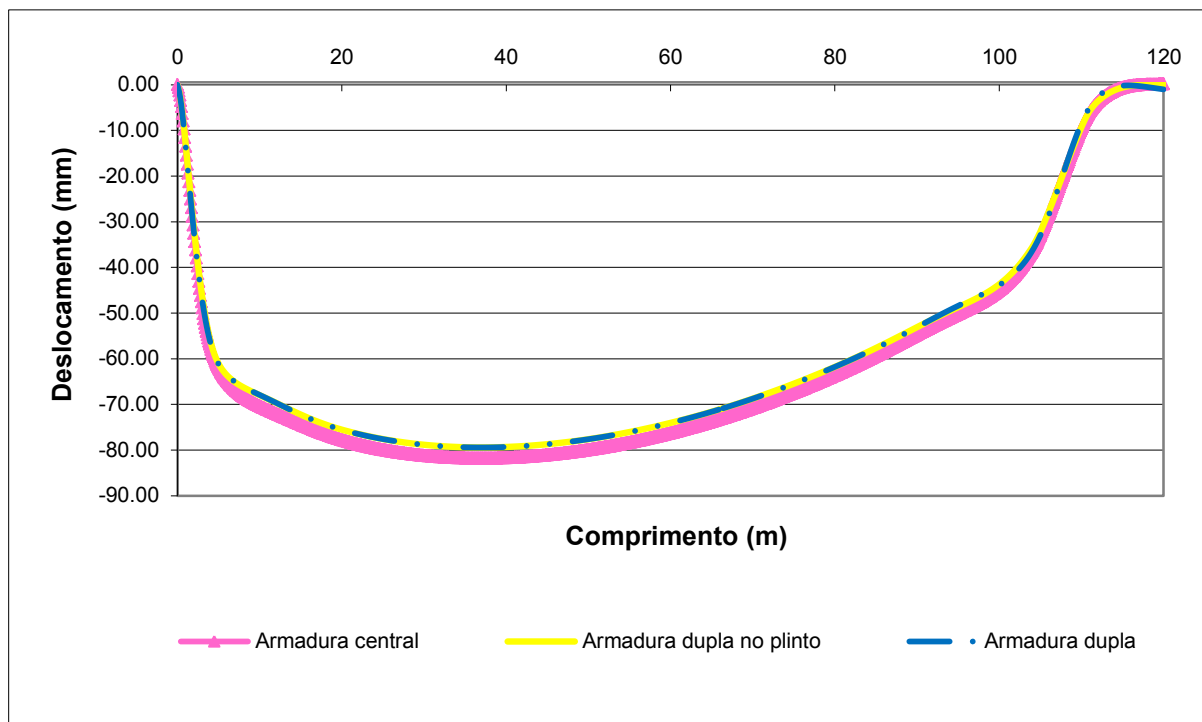


FIGURA 109 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 9

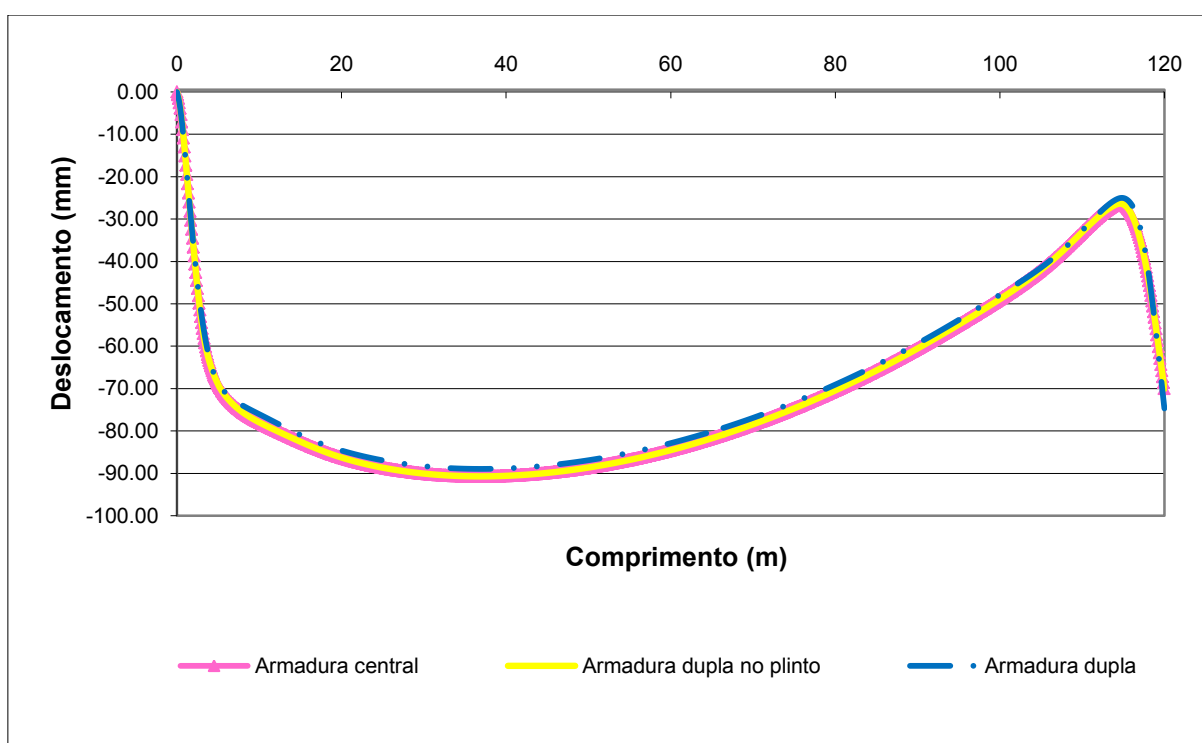


FIGURA 110 – LAJES – DESLOCAMENTOS NO REGIME NÃO LINEAR – PASSO 10

De forma geral, nota-se nas FIGURAS 101 a 110 que, tanto para o regime linear (elástico) quanto para o não linear, os deslocamentos são semelhantes para os três modelos de laje, independente do posicionamento das armaduras. Para todos os modelos a armadura não falha, pelo critério adotado de *von Mises*. Ainda se percebe que os deslocamentos obtidos no regime não linear, para o último passo de carga, são aproximadamente 100 vezes os valores obtidos para os deslocamentos no regime linear (elástico). O deslocamento máximo obtido para as lajes está a cerca de 40 m do plinto, a um terço do comprimento das lajes. Outra observação é em relação a acomodação da laje sobre a base elástica, que possui coeficientes de mola e carregamentos que variam de acordo com o comprimento da peça e provocam mudanças de curvatura na função da deflexão, em alguns trechos da peça.

As próximas figuras, geradas no programa *GID*^{*}, mostram a distribuição do dano nas lajes para os passos de carga pares. Para melhor visualização os resultados são apresentados em faixas de comprimento das lajes. Cabe reforçar que na letra (a) apresenta-se a armadura central, na letra (b) a armadura dupla em 20 m a partir do plinto e central no restante da laje e na letra (c) a armadura dupla.

Os primeiros 40 m das lajes foram plotados para o segundo, quarto, sexto, oitavo e décimo passos de carga, respectivamente na FIGURA 111, FIGURA 112, FIGURA 113, FIGURA 114 e FIGURA 115.

^{*} GID – The personal pre and post processor. Versão 12.0.3. Desenvolvido por: **International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE)**, Espanha: Barcelona. Disponível em: <<http://www.gidhome.com/>>.

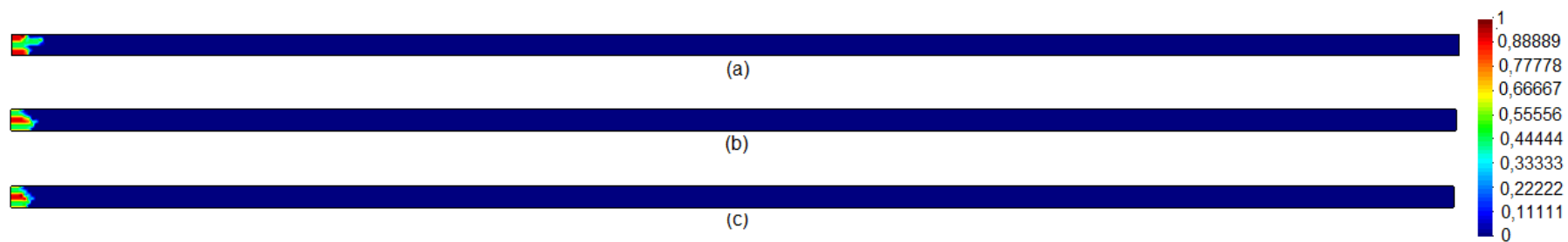


FIGURA 111 – LAJES – DANO ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 2



FIGURA 112 – LAJES – DANO ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 4



FIGURA 113 – LAJES – DANO ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 6

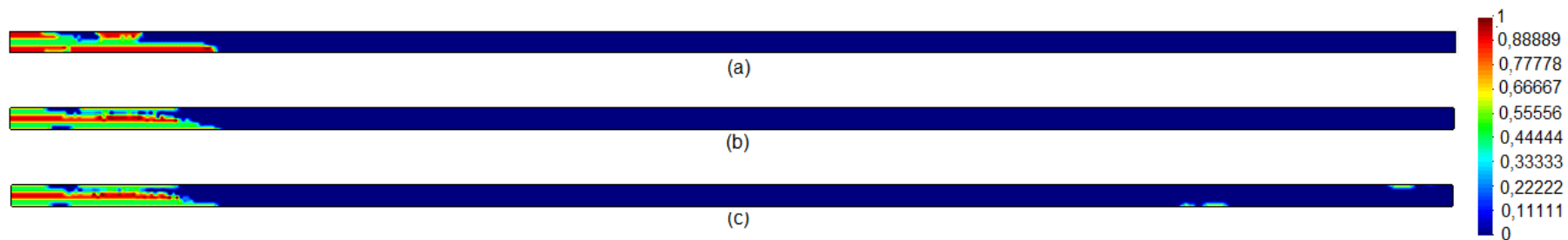


FIGURA 114 – LAJES – DANO ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 8



FIGURA 115 – LAJES – DANO ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 10

Entre 40 e 80 m, não se identificou dano para o segundo passo de carga. Nas próximas figuras se apresenta a danificação para o quarto (FIGURA 116), sexto (FIGURA 117), oitavo (FIGURA 118) e décimo (FIGURA 119) passos de carga.



FIGURA 116 – LAJES – DANO ENTRE 40 M E 80 M – PASSO 4

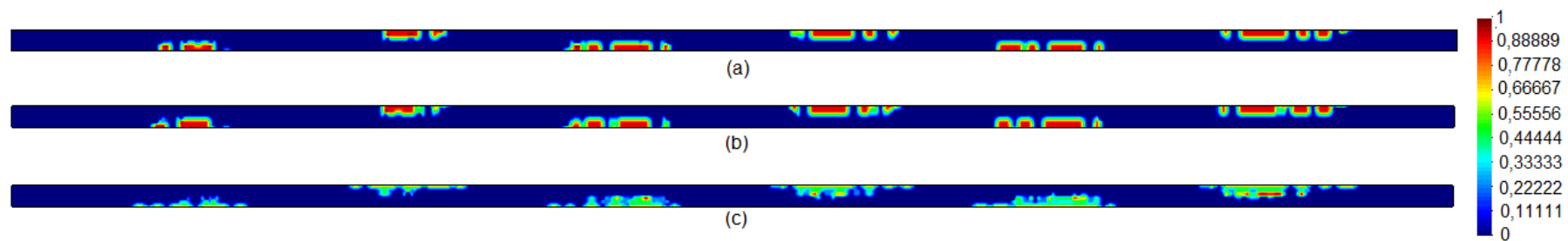


FIGURA 117 – LAJES – DANO ENTRE 40 M E 80 M – PASSO 6

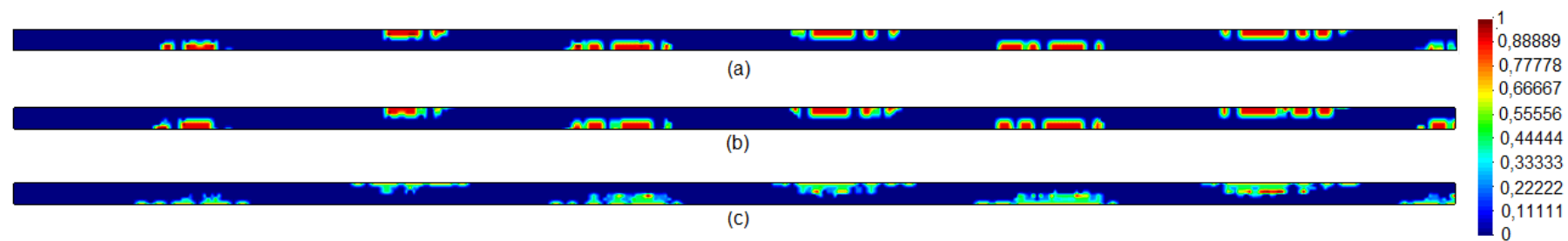


FIGURA 118 – LAJES – DANO ENTRE 40 M E 80 M – PASSO 8

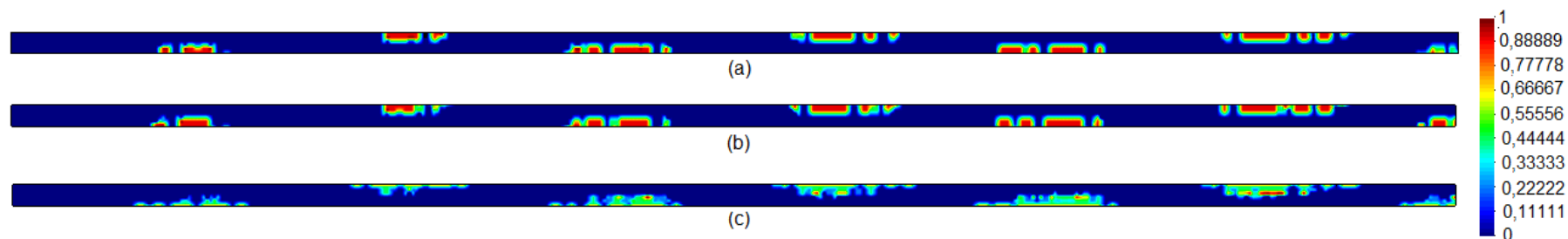


FIGURA 119 – LAJES – DANO ENTRE 40 M E 80 M – PASSO 10

Entre 80 m e 120 m de extensão das lajes, identificou-se dano nos passos finais de carga, cujos resultados são apresentados para o oitavo (FIGURA 120) e décimo (FIGURA 121) passos de carga.

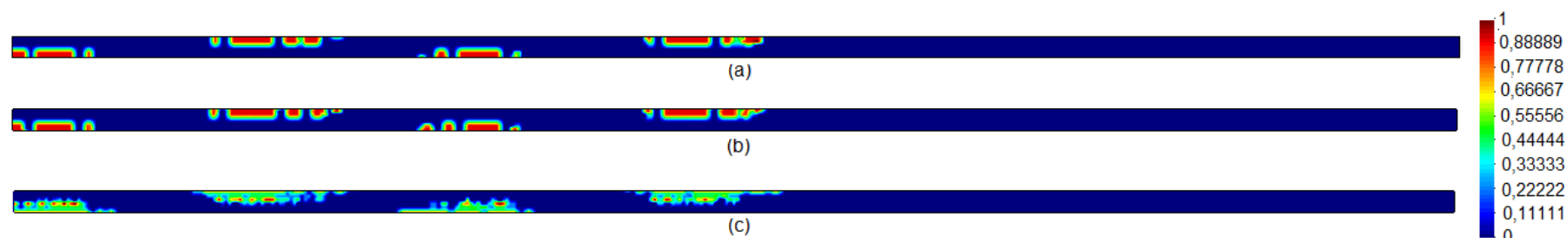


FIGURA 120 – LAJES – DANO ENTRE 80 M E 120 M – PASSO 8

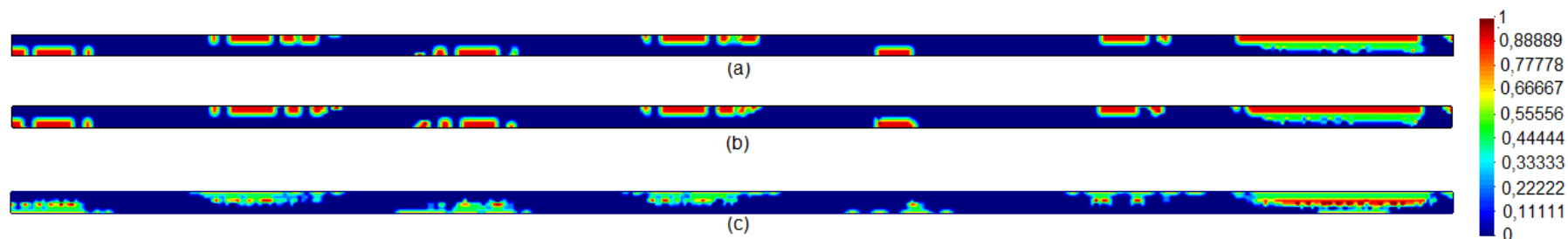


FIGURA 121 – LAJES – DANO ENTRE 80 M E 120 M – PASSO 10

O mapeamento da permeabilidade obtido numericamente para o último passo de carga é mostrado na FIGURA 122, FIGURA 123 e FIGURA 124, para os primeiros 40 m, entre 40 m e 80 m e entre 80 m e 120 m de comprimento das lajes, respectivamente.

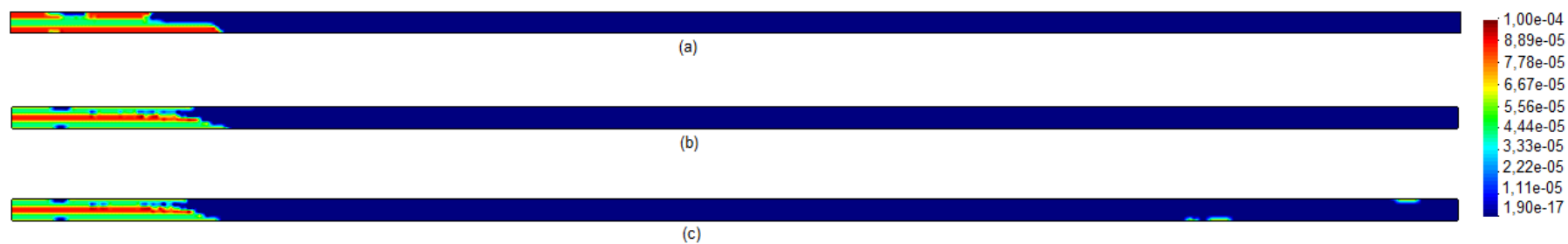


FIGURA 122 – LAJES – PERMEABILIDADE ENTRE 0 M E 40 M – PASSO 10

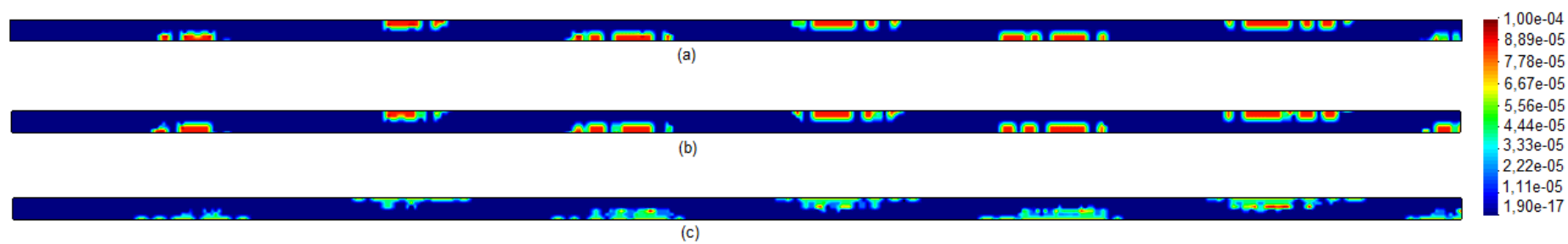


FIGURA 123 – LAJES – PERMEABILIDADE ENTRE 40 M E 80 M – PASSO 10

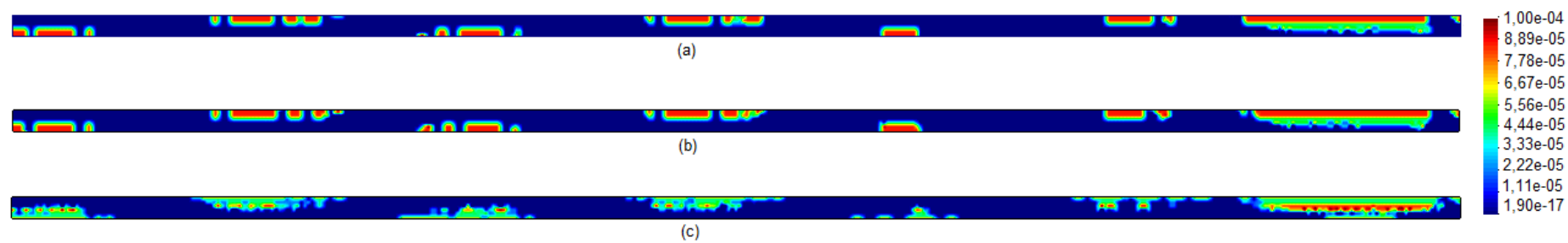


FIGURA 124 – LAJES – PERMEABILIDADE ENTRE 80 M E 120 M – PASSO 10

Analisando as FIGURAS 111 a 121 se nota, para todos modelos de laje, que os primeiros 6 m a partir do plinto mostram uma região de grande concentração de dano, de provável fissuração e alta permeabilidade. Conforme avança o enchimento da barragem, mais trechos das lajes são danificados. Para o último passo de carga se verifica uma extensão de 6 metros de maior concentração de dano na extremidade oposta ao plinto, que fica simplesmente apoiada no enrocamento. Também se percebe pelas figuras que o posicionamento da armadura interfere na distribuição do dano. Não foi constatada a falha das armaduras nas simulações. O modelo mais crítico, que apresenta maior concentração de dano, é o que contempla a armadura central distribuída em todo o comprimento da laje. O modelo que apresenta menor danificação da laje é o composto por armadura dupla, inserida na face superior e inferior da peça.

A variação da permeabilidade ilustrada ao longo do comprimento das lajes, para o último passo de carga, apresentada nas FIGURAS 122 a 124, mostra que em regiões de maior danificação (FIGURAS 115, 119 E 121) a permeabilidade também é alta. Assim, sugere-se a implementação do sistema de monitoramento de infiltração com cabos de fibras óticas nessas regiões, consideradas as mais críticas da estrutura em termos de provável infiltração.

7.4 COMENTÁRIOS SOBRE O CAPÍTULO DE MODELAGEM NUMÉRICA

Foram apresentados no presente estudo: (i) Modelagem de uma viga biapoiada; (ii) Modelagem de viga apoiada em base elástica; (iii) Modelagem de laje de BEFC.

No primeiro teste foi possível identificar os parâmetros de dano e validar o modelo numérico biapoiado. O segundo teste permitiu a validação do modelo numérico para peças apoiadas em base elástica. O terceiro teste possibilitou a investigação do comportamento estrutural de uma laje de BEFC, mostrando que maiores deslocamentos se concentram no primeiro terço da laje, cerca de 40 m do plinto, onde o carregamento hidrostático é elevado, independente do posicionamento da armadura. Também foi possível verificar que a distribuição do dano estrutural

depende do posicionamento da armadura e apresenta maior concentração nas extremidades da laje. Ainda se verificou que a permeabilidade da estrutura é alta em trechos de maior danificação. Dos modelos estudados, o que apresentou maior dano foi o com armadura distribuída no centro da laje. No modelo com armadura dupla, por outro lado, foi constatada a menor danificação estrutural. Identificadas as regiões mais propensa ao dano, sugere-se a instalação de cabos de fibras óticas nestes trechos para monitoramento da evolução de danificação e consequente infiltração.

No próximo capítulo serão apresentadas as considerações finais da tese.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

São apresentadas neste capítulo as considerações finais sobre o desenvolvimento da tese, englobando as conclusões obtidas e sugestões para trabalhos futuros.

8.1 CONCLUSÕES

Nos critérios de projeto das lajes de barragens de enrocamento o empirismo ainda predomina, tanto em relação às espessuras quanto às taxas de armadura. Especialmente para grandes barragens o empirismo pode ser preocupante, pois durante o enchimento do reservatório os deslocamentos do corpo da barragem podem levar ao aparecimento de fissuras nas lajes, o que provoca o fluxo de água através do maciço e pode gerar problemas de estabilidade estrutural.

Neste contexto, este trabalho teve como objetivo a análise do dano em estruturas de concreto armado, apoiadas sobre base elástica. Também se verificou a viabilidade da implementação de um sistema de monitoramento de infiltração por cabos de fibras óticas instalados na estrutura, conforme orientação das simulações computacionais desenvolvidas. Nesse sentido, realizou-se um estudo da correlação entre o dano e a permeabilidade do concreto danificado. O modelo numérico foi aplicado em laje de concreto da face de barragem de enrocamento, na fase de enchimento do reservatório, analisando-se a influência do posicionamento da armadura na estrutura.

A tese é composta por ensaios experimentais, realizados em parceria com o LAME (LACTEC - UFPR) e com a Universidade de Innsbruck, na Áustria, e por programação matemática, utilizando a linguagem de programação *Fortran*, cuja solução do problema adota o Método dos Elementos Finitos (MEF). A metodologia aplicada envolve os conceitos da Mecânica do Dano Contínuo e leva em consideração o comportamento não-linear do concreto. O modelo de dano utilizado

para o concreto foi o desenvolvido por Mazars* (1984) *apud* Pituba e Proença (2005). Para as armaduras adotou-se o critério de ruptura de *von Mises*.

Através de ensaios experimentais, realizados na Universidade de Innsbruck, foi possível verificar que o sistema de monitoramento com fibras óticas fornece informações sobre áreas de prováveis infiltrações obtidas por diferença de temperatura das regiões com e sem infiltração ao longo do cabo ótico.

O estudo da relação entre dano e permeabilidade do concreto fissurado foi desenvolvido através de ensaios laboratoriais realizados em parceria com o LAME (LACTEC - UFPR).

A programação matemática foi implementada em linguagem de programação *Fortran*, usando modelos em 2-D e elementos finitos isoparamétricos planos de 4 nós. Em todos testes consideraram-se os estados planos.

Inicialmente modelou-se numericamente uma viga em concreto armado biapoiada, que foi experimentalmente ensaiada à flexão, para a validação de resultados. Na sequência, outras vigas foram testadas para validar numericamente o apoio sobre base elástica.

Em seguida, modelou-se um trecho, de 120 m a partir do plinto, da laje central da barragem de Barra Grande considerando-a apoiada sob molas elásticas. O trecho corresponde ao comprimento que está sujeito ao primeiro enchimento da barragem.

O primeiro teste da laje levou em consideração o comportamento elástico linear do concreto armado. Em uma segunda etapa foi considerado o comportamento não linear do concreto, com o carregamento proveniente do peso próprio e pressão hidrostática da água aplicado de forma incremental para se verificar a evolução do dano e permeabilidade da estrutura. Para os dois testes três distribuições de armaduras foram modeladas: (a) no centro da laje; (b) nas faces inferior e superior ao longo de 20 m a partir do plinto e no centro do restante da peça; (c) armadura distribuída nas faces superior e inferior.

Os resultados obtidos para os deslocamentos das lajes foram semelhantes em todas as configurações de armaduras testadas, tanto no regime linear quanto no não linear. Desta forma, observa-se que o posicionamento da armadura não interfere

* MAZARS, J. **Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non lineaire et à la rupture du béton de structure**. Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6, 1984.

na deflexão da laje. Os maiores deslocamentos foram identificados a cerca de 40 m do plinto, onde o carregamento hidrostático é elevado.

Em relação a distribuição de dano, verificou-se maior concentração nos primeiros e últimos 6 m do comprimento das lajes. Estas regiões também apresentaram maior permeabilidade, indicando possibilidade de infiltração na estrutura. Também se constatou que o posicionamento da armadura influencia a danificação estrutural. O caso mais crítico foi verificado para o modelo que continha armadura distribuída no centro da laje. A menor danificação foi obtida para o modelo que apresentou armaduras dispostas nas faces superior e inferior da laje.

Sugere-se a instalação de cabos híbridos de fibras óticas nas regiões de maiores propensões ao dano (extremidades), para monitoramento estrutural. Dessa forma, previnem-se as infiltrações e possíveis perdas de rigidez e estabilidade da estrutura, possibilitando um acompanhamento diário do comportamento das lajes e facilitando a localização de áreas que eventualmente precisem de manutenção.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho não foi possível demonstrar diretamente a relação entre a variação térmica obtida a partir de leituras dos cabos híbridos de fibras óticas, nas áreas indicativas de infiltrações, com a passagem de água (permeabilidade) e o dano estrutural da laje de concreto. Assim, sugere-se esta abordagem para os trabalhos futuros.

Outras sugestões são:

- Adoção de outros tipos de elementos finitos: elementos de placa, de ordem superior, elementos de viga;
- Utilização de outros modelos de dano, como o de La Borderie, Mazars & Pjaudier-Cabot;
- Modelagem tridimensional da laje de BEFC;
- Modelagem da barragem toda;
- Verificação do momento-curvatura na evolução do dano;
- Implementação do sistema de monitoramento em uma laje;

- Consideração da interface armadura-concreto e laje-enrocamento;
- Implementação de modelos de permeabilidade que possibilitem a determinação do fluxo de água sobre o corpo da barragem;
- Estudo dos limites da permeabilidade em estruturas danificadas.

REFERÊNCIAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. 2007.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7680**: Concreto - extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto. 2007.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8522**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. 2008.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 10786**: Concreto endurecido — determinação do coeficiente de permeabilidade à água. 1989.
- AHMAD, M. H; NOORZAIE, J.; AL QBADI, F. Principal stress in non-linear analysis of Bakun concrete faced rockfill dam. **AJSTD** - ASEAN Journal for Science and Technology Development, v.25, N. 2 pp. 469-479, 2008.
- AFFONSO, H. M. M. **Instrumentação para medir deslocamentos em barragens de enrocamento**. Rio de Janeiro, 2004. 94 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- AKHAVAN, A. *et al.* Quantifying the effects of crack width, tortuosity, and roughness on water permeability of cracked mortars. **Cement and Concrete Research**, Vol. 42, pp. 313-320, 2012.
- ALDEA, C. M.; SHAH, S. P.; KARR, A. Permeability of cracked concrete. **Materials and Structures**, Vol. 32, pp. 370-376, 1999.
- ALMEIDA, M. M. **Estudo tensão deformação de barragem de terra e enrocamento**. Ouro Preto, 2010. 139 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto.
- ÁLVARES, M. S. **Estudo de um modelo de dano para o concreto: formulação, identificação paramétrica e aplicação com o emprego do MEF**. São Carlos, 1993. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ÁLVARES, M. S. **Contribuição ao estudo e emprego de modelos simplificados de dano e plasticidade para a análise de estruturas de barras em concreto armado**. São Carlos, 1999. 150 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ANTUNES SOBRINHO, J. *et al.* Usina hidroelétrica Campos Novos barragem de enrocamento com face de concreto relato do desempenho, ocorrências e recuperações na face da barragem. **Anais do XXVII Seminário Nacional de Grandes Barragens**. Belém, Pará: Brasil, 2007.

ARAÚJO, F. A. **Contribuição da mecânica do dano para a análise do comportamento dinâmico não-linear de vigas em concreto armado**. São Carlos, 2003. 98 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ARAÚJO, F. A. **Formulação de um modelo de dissipação concentrada para análise não-linear de estruturas reticulares planas em concreto armado**. São Carlos, 2007. 262 f. Tese (Doutorado em Mecânica das Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ASSIS, W. S. **Sistemas computacionais de apoio a monitoração de estruturas de engenharia civil**. São Paulo, 2007. 265 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

AUFLEGER, M. *et al.* A leakage detection system for concrete face rockfill dams. In: **Proceedings of the CRFD Symposium**. Yichang: China, 2005.

AUFLEGER^(a), M.; GOLTZ, M.; CONRAD, M. Distributed fiber optic temperature measurements – a competitive alternative for temperature monitoring in large RCC dam. In: **5th International Symposium on RCC Dams**. Guiyang: China, 2007.

AUFLEGER^(b), M. *et al.* Innovative dam monitoring tolls based on distributed temperature measurement. **Jordan Journal of Civil Engineering**, Vol. 1, N. 1, 2007.

AUFLEGER, M. *et al.* DFOT monitoring in CFRDs – Technical gimmick or useful complementary monitoring system? In: **1st International Symposium on Rockfill Dams**. Chengdu: China, 2009.

AUFLEGER, M. *et al.* Leakage detection for rockfill dams with asphaltic core. In: **International Symposium on Modern Technologies and Long-term Behavior of Dams**. Zhengzhou: China, 2011.

BABU, R. R.; BENIPALA, G. S.; SINGH, A. K. Constitutive model for bimodular elastic damage of concrete. **Latin American Journal of Solids and Structures**, Vol. 7, pp. 143-166, 2010.

BAILEY, D.; WRIGHT, E. **Practical fiber optics**. Elsevier: Oxford, 2003.

BALBO, A. R. **Contribuição à formulação matemática de modelos constitutivos para materiais com dano contínuo**. São Carlos, 1998. 237 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BANTHIA, N.; BIPARVA, A.; MINDESS, S. Permeability of concrete under stress. **Cement and Concrete Research**, Vol. 35, pp. 1651-1655, 2005.

BASHEER, L.; KROPP, U. J.; CLELAND, D. J. Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review. **Construction and Building Materials**, Vol. 15, pp. 93-103, 2001.

BASHEER, P. A. M.; CHIDIAC, S., E.; LONG, A. E. Prediction models for deterioration of concrete structures. **Construction and Building Materials**, Vol. 10, N. 1, pp. 27-37, 1996.

BASS, M. *et al.* **Handbook of optics vol. 1** - fundamentals, techniques and design. McGraw-Hill: USA, 1995.

BASSO, R. V. **Estudo tensão-deformação de um enrocamento visando barragens de enrocamento com face de concreto**. São Paulo, 2007. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

BECK, Y. L. *et al.* Thermal monitoring of embankment dams by fiber optics. In: **8th ICOLD European Club Symposium**, Innsbruck: Austria, 2010.

BEER, F. P. *et al.* **Mechanics of materials**. 6th ed. McGraw-Hill: USA, 2012.

BOTTA, A. S. **Cálculo de esforços e deslocamentos em estruturas reticuladas considerando-se a mecânica do dano para modelagem do concreto armado**. São Carlos, 1998. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BUKENYA, P.; MOYO, P.; BEUSHAUSEN, H. Health monitoring of concrete dams: a literature review. **Journal of Civil Structural Health Monitoring**, DOI: 10.1007/s13349-014-0079-2, 2014.

CASTRO, L. M. S. S. **Análise de Vigas em Fundação Elástica**. Aeist, Lisboa, 2001. Disponível em: <<http://www.civil.ist.utl.pt/~luis/textos/vigas.pdf>>. Acesso em: 01/08/2014.

CELERI, A.; BERNARDES, H. M.; RODRIGUES, R. O. Identificação de permeabilidade com o emprego de retroanálise. In: **III Congresso Temático de Dinâmica e Controle da SBMAC**. Ilha Solteira: São Paulo, 2004.

CHOINSKA, M.; DUFOUR, F.; PIJAUDIER-CABOT, G. Matching permeability law from diffuse damage to discontinuous crack opening. In: **6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FRAMCoS6)**, pp. 125-131, 2007.

CHUNSHENG, Z.; KEFEI, L.; XIAOYUN, P. Geometry of crack network and its impact on transport properties of concretes. **Cement and Concrete Research**, Vol. 42, pp. 1261-1272, 2012.

CLAISSE, P. A. *et al.* In situ measurement of the intrinsic permeability of concrete. **Magazine of Concrete Research**, Vol. 55, N. 2, pp. 125-132, 2003.

COOK, R. D.; MALKUS, D. S.; PLESHA, M. E. **Concepts and applications of finite element analysis**. 3rd Ed. Madison: John Wiley & Sons, 1989.

COOK, R. D. **Finite element modeling for stress analysis**. Madison: John Wiley & Sons, 1995.

CONRAD, M.; AUFLEGER, M. A Suitable stressmeter for monitoring thermal stresses in mass concrete. In: **7th International Congress on Thermal Stresses** - National Taiwan University of Science and Technology. Taipei: Taiwan, 2007.

CONRAD, M.; HOEPFFNER, R.; AUFLEGER, M. Innovative monitoring devices for an integral observation of thermal stress behaviour of large RCC dams. **New Progress on Roller Compacted Concrete Dams**. WaterPower Press. China, 2007.

COURIVAUD, J. R. *et al.* Fiber optics based monitoring of levees and embankment dams. In: **31st Annual USSD Conference** - 21st Century Dam Design - Advances and Adaptations. San Diego: California - USA, 2011.

CRUZ, J. F. **Reavaliação da segurança da barragem de terra da Usina Hidrelétrica do Piau**. Ouro Preto, 2007. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto.

CRUZ, P. T.; MATERÓN, B.; FREITAS, M. **Barragens de Enrocamento com face de concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

DAL PONT, S.; SCHREFLER B. A.; EHRLACHER, A. Intrinsic permeability evolution in high temperature concrete: an experimental and numerical analysis. **Transport in Porous Media**, Vol. 60, pp. 43-74, 2005.

DESMETTRE, C.; CHARRON, J. P. Novel water permeability device for reinforced concrete under load. **Materials and Structures**, Vol. 44, pp. 1713-1723, 2011.

DRIEMEIER, L. **Contribuição ao estudo de localização de deformações com modelos constitutivos de dano e plasticidade**. São Carlos, 1999. 123 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ETZER, T.; AUFLEGER, M.; DORNSTÄDTER, J. The use of distributed fiber optic measurements in hydraulic engineering. In: **HydroVision Russia Conference & Exhibition**. Moscou: Rússia, 2012.

FAZAN, J. A. **Aplicação do teste de congruência global e análise geométrica para detecção de deslocamentos em redes geodésicas: estudo de caso na UHE de Itaipu**. São Paulo, 2010. 277 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

FERREIRA, W. G. **Desenvolvimento de ferramentas computacionais para análise estrutural em fadiga e geração de malhas de elementos finitos**. Campinas, 2002. 193 f. Dissertação (Mestrado em Mecânica Computacional e Projeto Mecânico) – Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas.

FRÉMOND, M.; NEDJAR, B. Damage, gradient of damage and principle of virtual power. **International Journal of Solids Structures**, Vol. 33, N. 8, pp. 1003-1103, 1996.

FICHANT, S.; LA BORDERIE, C.; PIJAUDIER-CABOT, G. Isotropic and anisotropic descriptions of damage in concrete structures. **Mechanics of Cohesive-Frictional Materials**, Vol. 4, pp. 339-359, 1999.

GAWIN, D.; PESAVENTO, F.; SCHREFLER, B. A.. Simulation of damage-permeability coupling in hygro-thermo-mechanical analysis of concrete at high temperature. **Communications in Numerical Methods in Engineering**, Vol. 18, pp. 113-119, 2002.

GLISIC, B.; INAUDI, D. Development of method for in-service crack detection based on distributed fiber optic sensors. **Structural Health Monitoring**, Vol. 11, N. 2, pp. 161–171, 2011.

GOLTZ, M. **A contribution to monitoring of embankment dams by means of distributed fibre optic measurements**. Innsbruck, 2011. 202 p. Dissertation (Doktor der Technischen Wissenschaften) – Fakultät für Bauingenieur Wissenschaften, Leopold–Franzens Universität Innsbruck, Áustria.

GONÇALVES, R. **Análise de propagação de fissuras por fadiga em concreto pelo MEF mediante a mecânica do dano contínuo**. São Carlos, 2003. 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

GUELLO, G. A. **Simulação computacional de estruturas de concreto por meio da mecânica do dano**. São Paulo, 2002. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

GUERIN, J. J. *et al.* Embedded Optical Fibre Strain Gages for Civil Engineering: application to concrete monitoring. In: **Second European Conference on Smart Structures and Materials**, 1994.

GUTIÉRREZ, J. L. C. **Monitoramento da instrumentação da barragem de Corumbá I por redes neurais e modelos de Box & Jenkins**. Rio de Janeiro, 2003. 146 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

HENAULT, J. M. *et al.* Trully distributed optical fiber sensors for structural health monitoring: from the telecommunication optical fiber drawing tower to water leakage detection in dikes and concrete structure strain monitoring. **Advances in Civil Engineering**, Vol. 2010, Article ID 940796, 13 p, 2010.

HOEPFFNER, R. **Distributed fiber optic strain sensing in hydraulic concrete and earth structures: measuring theory and field investigations on dam and landslides**. Munique, 2008. 212 p. Thesis (Doktor - Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft) – Technische Universität München, Alemanha.

HOEPFFNER, R. *et al.* Development of an integral system for dam and landslide monitoring based on distributed fibre optic technology. In: **15th Biennial Conference on "Ensuring Reservoir Safety into the Future"**, Coventry: United Kingdom, 2008.

HOSEINI, M.; BINDIGANAVILE, V.; BANTHIA, N. The effect of mechanical stress on permeability of concrete: a review. **Cement and Concrete Research**, Vol. 31, pp. 213-220, 2009.

HUTTON, D. V. **Fundamentals of finite element analysis**. McGraw-Hill Book Company, 2004.

IMAI, M; FENG, M. Sensing optical fiber installation study for crack identification using a stimulated Brillouin-based strain sensor. **Structural Health Monitoring**, Vol. 11, N. 5, pp. 501-509, 2012.

ITEN, M. *et al.* Soil-embedded fiber optic strain sensors for detection of differential soil displacements. In: **4th International Conference on Structural Health Monitoring on Intelligent Infrastructure (SHMII-4)**, Zurich: Switzerland, 2009.

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundations of Civil and Environmental Engineering**, N. 6, pp. 53-68, 2005.

JAREK^(a), A. *et al.* Improving DTS spatial resolution for detection of infiltration in concrete rockfill dams. In: **6th International Conference on Dam Engineering**. Lisboa: Portugal, 2011.

JAREK^(b), A. *et al.* Modelagem e monitoramento de deformações em vigas de concreto biapoiadas com sensores de fibra ótica – redes de Bragg e método distribuído. **Anais do 53^o Congresso Brasileiro do Concreto - Ibracon**. Florianópolis: Brasil, 2011.

JAREK^(c), A. *et al.* Numerical modeling combined with experimental analysis of simply supported reinforced concrete beam monitored with fiber optic sensors. **Anais do XXXII Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMCE**. Ouro Preto: Brasil 2011.

JOHANSSON, S. **Seepage monitoring in embankment dams**. Stockholm, 1997. 62 f. Thesis (Doctoral Thesis) – Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Hydraulic Engineering, Royal Institute of Technology Stockholm, Sweden.

JOHANSSON, S.; FARHADIROUSHAN, M. Fibre-Optic System for Temperature Measurements at the Lövön Dam. **Elforsk**, 25 p. Stockholm, 1999.

JOHANSSON, S.; FARHADIROUSHAN, M.; PARKER, T. Application of fibre-optics systems in embankment dams for temperature, strain and pressure measurements – some comparisons and experiences. Proceedings **ICOLD 20th Congress**, Beijing: China, 2000.

JOHANSSON, S.; SJÖDAHAL, P. Downstream seepage detection using temperature measurements and visual inspection – monitoring experiences from Røsvatn field test dam and large embankment dams in Sweden. In: **Proceedings Stability and Breaching of Embankment Dams, EBL**. Oslo: Noruega, 2004.

JOHANSSON, S.; WATLEY, D. Distributed strain measurements for embankment dams - field tests at Ajaure Dam. **Elforsk**, 39 p. Stockholm, 2005.

JOHANSSON, S.; WATLEY, D. Experiences from distributed strain measurements in five embankment dams. **Elforsk**, 78 p. Stockholm, 2007.

JOHANSSON, S.; SJÖDAHAL, P. Experiences from Seepage Monitoring Using Distributed Temperature Sensing in Optical Fibres. In: **14th German Dam Symposium and 7th ICOLD European Club Dam Symposium**, 2007. Disponível em: http://www.germannatcom-icold.de/pdf/talsperrensymposium_2007/33_Johansson.pdf. Acesso em: 06/05/2011.

JOOSS, M.; REINHARDT, H. W. Permeability and diffusivity of concrete as function of temperature. **Cement and Concrete Research**, Vol. 32, pp. 1497-1504, 2002.

KHAN, A. A. et al. Distributed fiber optic temperature sensors for leakage detection in hydraulic structures. In: **5th World Conference on Structural Control and Monitoring**, Tokio: Japão, 2010.

KUKLA, K. K. **Concrete at high temperatures: hygro-thermo-mechanical degradation of concrete**. Glasgow, 2010. 195 p. Thesis (Doctor of Philosophy) – Faculty of Engeneering – The Universit of Glasgow, Scotland.

LACERDA, L. A.; SOARES, M. A. 5 anos de monitoramento de temperaturas com sensores distribuídos de fibra ótica na barragem de CCR da UHE Fundão. **Anais do VII Simpósio sobre Pequenas Centrais Hidrelétricas**. São Paulo: Brasil, 2010.

LEW, J. S.; LOH, C.H. Structural health monitoring of an arch dam from static deformation. **Journal of Civil Structural Heath Monitoring**, DOI: 10.1007/s13349-014-0084-5, 2014.

LÓPEZ, R. H. **Aplicação da mecânica da fratura à análise de fundações de barragens de concreto fundadas em rocha**. São Carlos, 2005. 211 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

LORENZONI, F.; *et al.* Structural health monitoring of the Roman Arena of Verona, Italy. **Journal of Civil Structural Heath Monitoring**, Vol. 3, pp. 227-246, 2013.

LORIGGIO, D. D.; SENEM, P. R. Critérios de projeto da laje de concreto em barragens de enrocamento com face de concreto. In: **V Simpósio Epusp sobre Estruturas de Concreto**. São Paulo: Brasil, 2003.

LUBARDA, V. A.; KRAJCINOVIC, D. Constitutive structure of rate theory of damage in brittle elastic solids. **Applied Mathematics and Computation**, Vol. 67, pp. 81-101, 1995.

MACHADO, W. G. F. **Monitoramento de barragens de contenção de rejeitos da mineração**. São Paulo, 2007. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Minas de Petróleo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

MACIEL, F. V. **Equilíbrio e estabilidade de elementos estruturais com restrições bilaterais impostas por bases elásticas**. Ouro Preto, 2012. 107 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas.

MARCONCIN, L. R.; MACHADO, R. D.; LACERDA, L. A. Estudos preliminares de análise dimensional para elaboração de modelo de laje de barragem de enrocamento com face de concreto. **Anais do VII Simpósio sobre Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas**. São Paulo: Brasil, 2010.

MARQUES FILHO, P. L.; FILLOY, J. E.; CALCINA, A. M. El Cajón Dam, Mexico. Further data about its behavior and a quick analyses of a pragmatic design approach. In: **1st International Symposium on Rockfill Dams**. Chengdu: China, 2009.

MARTÍNEZ, H. M; LUNA, G. J. Un modelo de daño para simular la evolución al colapso de elementos de concreto. **Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo**, Vol. 3, N. 2, pp. 19-33, 2012.

MATOS, S. F. **Avaliação de instrumentos para auscultação de barragem de concreto. Estudo de caso: deformímetros e tensômetros para o concreto na barragem de Itaipu**. Curitiba, 2002. Dissertação (Mestrado em Construção Civil). Programa de Pós Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná.

MAZARS, J. A Description of micro- and macroscale damage of concrete structures. **Engineering Fracture Mechanics**, Vol. 25, N. 5/6, pp. 729-737, 1986.

MAZARS, J.; BERTHAUD, Y.; RAMTANI, S. The unilateral behaviour of damaged concrete. **Engineering Fracture Mechanics**, Vol. 35, N. 415, pp. 629-635, 1990.

MAZARS, J.; PIJAUDIER-CABOT, G. From damage to fracture mechanics and conversely: a combined approach. **Journal of Solids Structures**, Vol. 33, N. 20-22, pp. 3327-3342, 1996.

MAZARS, J.; HAMON, F. A new model to forecast the response of concrete structures under severe loadings: the μ damage model. In: **VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS-8**. Espanha: Toledo, 2013.

MOSER, D. E. **Medidas múltiplas de características de barragens de concreto compactado com rolo utilizando instrumentação por fibra ótica**. Curitiba, 2006.

137 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná.

NAVARRO, V. *et al.* Characterization of the water flow through concrete based on parameter estimation from infiltration tests. **Cement and Concrete Research**, Vol. 36, pp. 1575-1583, 2006.

NÓBREGA, P. G. B. **Análise dinâmica de estruturas de concreto: estudo experimental e numérico das condições de contorno de estruturas pré-moldadas**. São Carlos, 2004. 285 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

OHDAIRA, E.; MASUZAWA, N. Water content and its effect on ultrasound propagation in concrete – the possibility of NDE. **Ultrasonics**, Vol. 38, pp. 546-552, 2000.

PAULLO MUÑOZ, L. F. **Análise dinâmica de vigas apoiadas em fundação elástica sob a ação de cargas móveis**. Rio de Janeiro, 2010. 109 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

PEREIRA, W. L. A. **Formulações numéricas para análise de vigas em contato com bases elásticas**. Ouro Preto, 2003. 170 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas.

PEREIRA, J. S. **Análise não linear simplificada para determinação de esforços em serviço aplicada a lajes de barragens de enrocamento com face de concreto**. Florianópolis, 2009. 131 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

PICANDET, V.; KHELIDJ, A.; BASTIAN, G. Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete. **Cement and Concrete Research**, Vol. 31, pp. 1525-1532, 2001.

PICANDET, V.; BASTIAN, G.; KHELIDJ, A. Compared imbibitions of ordinary and high performance concrete with null or positive water pressure head. **Cement and Concrete Research**, Vol. 38, pp. 772-782, 2008.

PICANDET, V.; KHELIDJ, A.; BELLEGOU, H. Crack effects on gas and water permeability of concretes. **Cement and Concrete Research**, Vol. 39, pp. 537-547, 2009.

PIERMATEI FILHO, O. **Modelo de infiltração em barragem com fundo semi-permeável**. Rio de Janeiro, 2006. 131 f. Tese (Doutorado em Ciências) – Instituto de Matemática, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

PIJAUDIER-CABOT, G.; DUFOUR, F.; CHOINSKA, M. Permeability due to the increase of damage in concrete: from diffuse to localized damage distributions. **Journal of Engineering Mechanics**, Vol. 135, pp. 1022-1028, 2009.

PITUBA, J. J. C. **Estudo e aplicações de modelos constitutivos para o concreto fundamentados na mecânica do dano contínuo**. São Carlos, 1998. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PITUBA, J. J. C. **Sobre a formulação de um modelo de dano para o concreto**. São Carlos, 2003. 189 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PITUBA, J. J. C.; PROENÇA, S. P. B. Estudo e aplicação de modelos constitutivos para o concreto fundamentados na mecânica do dano contínuo. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, Vol. 7, N. 23, pp. 33-60. São Carlos, 2005.

PITUBA, J. J. C. Método do estado local aplicado na formulação de modelos constitutivos de dano para o concreto. **Acta Scientiarum. Technology**, Vol. 31, N. 1, pp. 15-23, 2009.

PROENÇA, S. P. B. Simulação numérica do comportamento de elementos estruturais em concreto e argamassa armada pelo emprego de modelo de dano. **Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería**, Vol. 8, N. 4, pp. 351-360, 1992.

PROENÇA, S. P. B. Elementos da mecânica do dano. **Notas de aula**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/resist/SIAE2.0/aulas/apostilas/Aula3.pdf>>. Acesso em: 31/08/2011.

QIAN, C. *et al.* Water seepage flow in concrete. **Construction and Building Materials**, Vol. 35, pp. 491-496, 2012.

QUISPE, R. J. Q. **Implementação numérica para análise de fluxo transiente 3D em barragens**. Rio de Janeiro, 2008. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

RAMOS, D. T. **Aplicação de Eletrônives para Obtenção das Deflexões e dos Momentos Fletores da Face de Concreto de Barragens de Enrocamento**. Rio de Janeiro, 2009. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

RASTIELLO, G. *et al.* Real-time water permeability evolution of a localized crack in concrete under loading. **Cement and Concrete Research**, Vol. 56, pp. 20-28, 2014.

REINHARDT, H. W.; JOOSS, M. Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width. **Cement and Concrete Research**, Vol. 33, pp. 981-985, 2003.

RIBEIRO, A. B. L. **Esquemas de multiplexagem de sensores de fibra óptica**. Porto, 1996. 225 f. Tese (Doutorado em Eletromagnetismo e Eletrônica) – Departamento de Física, Faculdade de Ciências da Universidade do Porto.

RIBEIRO, A. M. S. **Aplicação de sensores de fibras óticas à observação do comportamento de obras geotécnicas**. Monte da Caparica, 2009. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geológica) – Departamento de Geotecnia, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

ROCHA, R. P. O. **A instrumentação geotécnica com fibra ótica**: monitoramento de frente de umedecimento e análise da variação do grau de saturação em solos arenosos. Curitiba, 2011. Dissertação (Mestrado em Construção Civil). Programa de Pós Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná.

RODRIGUES, E. A.; MANZOLI, O. L. Um modelo constitutivo de dano contínuo para simular o comportamento de materiais quase-frágeis. **Anais do Nono Simpósio de Mecânica Computacional da Universidade Federal de São João Del-Rei - MG**. São João Del-Rei: Brasil, 2010.

RYU, D. W.; KO, J. W.; NOGUCHI, T. Effects of simulated environmental conditions on the internal relative humidity and relative moisture content distribution of exposed concrete. **Cement & Concrete Composites**, Vol. 33, pp.142-153, 2011.

SARAIVA, K. S.; CREUS; G. J. Representação do comportamento do concreto via mecânica do dano contínuo. **Mecânica Computacional**, Vol. 14 pp. 190-199, 1994.

SCREMIN, J. J. **Análise termo-elástica 2-D via método dos elementos finitos aplicada a estimativa de falha em barragens de CCR**. Curitiba, 2011. 156 f. Dissertação (Mestrado em Mecânica Computacional) – Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, Universidade Federal do Paraná.

SHEFFER, M. R.; JOHANSSON, S.; SJÖDAHL, P. Recent developments in the use of temperature, resistivity and self-potential methods for monitoring embankment dam performance. In: **Canadian Dam Association – CDA 2009 Annual Conference**, Whistler: Canada, 2009.

SILVA, P. P. R.; BITTENCOURT, T. N. Avaliação da performance dos modelos constitutivos de dano e microplanos nas simulações de estruturas de concreto. **Anais do V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**. São Paulo: Brasil, 2003.

SILVA, A. F. **Análises tridimensionais de barragens de enrocamento com face de concreto com o objetivo de otimizar os critérios de projeto**. Distrito Federal, 2007. 145 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília.

SILVA, R. G. R. **Uma nova técnica para interrogação de sensores à fibra ótica com grades de Bragg**. Campinas, 2009. 70 f. Dissertação (Mestrado em Microeletrônica) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Elétrica e de Computação.

SMOLEN, J. J.; SPEK, A. V. D. **Distributed temperature sensing – a DTS primer for oil & gas production**. Shell International Exploration and Production B. V. The Hague: The Netherlands, 2003.

SOLVERDE TECNOLOGIA. Cabo híbrido. Disponível em: <<http://www.solveverde.com.br/produtos/especiais/cabo-hibrido.html>>. Acesso em 23/05/2012.

SORIANO, H. L. **Método de elementos finitos em análise de estruturas**. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 2003.

SOUZA, L. A. F.; MACHADO, R. D. Simulação numérica de estruturas de concreto armado, considerando dano e fratura. **Anais do 53º Congresso Brasileiro do Concreto - Ibracon**. Florianópolis: Brasil, 2011.

SOUZA, L. A. F.; MACHADO, R. D. Análise numérico-computacional de estruturas de concreto armado considerando o dano, a fratura e critério de falha. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**. Vol. 6, N. 1, pp. 101-120, 2013.

SOUZA, L. A. F. Análise numérica não linear de bloco de concreto sobre estaca baseada na mecânica do dano. In: **IV Simpósio de Métodos Numéricos Computacionais da Universidade Federal do Paraná**. Vol. 1, pp. 8-13, 2014.

STRAUBAAR, R.; GUNSTEREN, E. V.; MOLL, S. Design considerations of a high rockfill dam Nam Ngum 2 CRFD, Lao PDR In: **1st International Symposium on Rockfill Dams**. Chengdu: China, 2009.

STRUFALDI, E. G. B. **Retroanálise probabilista: aplicação prática de análise de percolação de uma barragem de terra**. São Paulo, 2004. 100 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

SZOSTAK-CHYZANOWSKI, A.; DENG, N.; MASSIÉRA, M. Monitoring and deformation aspects of large concrete face rockfill dams. In: **13th FIG International Symposium on Deformation Measurements and Analysis**. Lisboa: Portugal, 2008.

SZOSTAK-CHYZANOWSKI, A. S.; MASSIÉRA, M.; DENG, N. Concrete face rockfill dams – new challenges for monitoring and analysis. **Wydział Geodezji i Kartografii Politechniki Warszawskiej – Reports on Geodesy**, pp. 381-390, 2009. Disponível em: <<http://yadda.icm.edu.pl/yadda/element/bwmeta1.element.baztech-article-PWAB-0005-0024>>. Acesso em: 10/09/2015.

TAO, X.; PHILLIPS, D. V. A simplified isotropic damage model for concrete under bi-axial stress state. **Cement and Concrete Composites**, Vol. 27, pp. 716-726, 2005.

TIAGO, C. M.; LEITÃO, V. M.; ROSCA, V. Análise de problemas unidimensionais de mecânica do dano com funções de base radial. **Anais do V Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia**. Madri: Espanha, 2002.

THOMSON, D. J. The economic case for life extension of structures using structural health monitoring based on the delayed cost of borrowing. **Journal of Civil Structural Health Monitoring**, Vol. 3, pp. 335-340, 2013.

TORRENTE, R.; FRENZER, G. A method for the rapid determination of the coefficient of permeability of the "covercrete". In: **International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE)**, 26. Berlim: Alemanha, 1995.

VRIES, M. *et al.* Implementation of EFPI-based optical-fiber sensor instrumentation for the NDE of concrete structures. **Cement and Concrete Composites**, Vol. 19 pp. 69-79, 1997.

WANG, K. *et al.* Permeability study of cracked concrete. **Cement and Concrete Research**, Vol. 27, Issue 3, pp. 381–393, 1997.

WANG, Z. *et al.* Numerical analysis of the causes of face slab cracks in Gongboxia rockfill dam. **Engineering Geology**, Vol. 181, pp. 224–232, 2014.

WATZKO, A. **Barragens de enrocamento com face de concreto no Brasil**. Florianópolis, 2007. 122 f. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura e Gerência Viária) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

YUAN, Y.; CHI, Y. Water permeability of concrete under uniaxial stress. **Structural Concrete**, Vol. 15, N. 2, pp. 191–201, 2014.

ZENI L. Optical fiber distributed sensors: a tool for in-situ structural and environmental monitoring. In: **The first Italian Workshop on Landslides - IWL**, Napoli: Itália, 2009. Disponível em: <http://www.corista.unina.it/Docs/optical_fiber.pdf>. Acesso em: 14/09/2011.

ZHANG, B. *et al.* Evaluation of fibre optic sensors for structural condition monitoring. **Materials and Structures / Matériaux et Constructions**, Vol. 35, pp. 357-364, 2002.

ZUFFO, M. S. R. **Metodologia para avaliação da segurança de barragens**. Campinas, 2005. 207 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas.

ZHOU, W. *et al.* Settlement analysis of the Shuibuya concrete-face rockfill dam. **Computers and Geotechnics**, Vol. 38, pp. 269-280, 2011.